



**Fábio José Rodrigues
Carvalhosa**

**Efeito do Teor em Água do Solo na Interacção Solo-
Geossintético**



**Fábio José Rodrigues
Carvalhosa**

**Efeito do Teor em Água do Solo na Interação Solo-
Geossintético**

Dissertação apresentada à Universidade de Aveiro para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, realizada sob a orientação científica da Doutora Margarida João Fernandes de Pinho Lopes, Professora Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro e co-orientação da Dra. Maria de Lurdes Lopes, Professora Catedrática do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

Trabalho realizado no âmbito do projecto FCT
PTDC/ECM/100975/2008 e COMPETE,
FCOMP-01-0124-FEDER-009750

Dedico este trabalho aos meus pais.

o júri

Presidente

Prof. Doutor Aníbal Guimarães da Costa

Professor Catedrático do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro

Doutor António Agostinho Martins Mendonça

Director de Unidade na Soares da Costa, SA

Prof^a. Doutora Margarida João Fernandes de Pinho Lopes

Professora Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro

Prof^a. Doutora Maria de Lurdes Costa Lopes

Professora Catedrática do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

agradecimentos

Gostaria de expressar os meus sinceros agradecimentos a todas as pessoas que me ajudaram ao longo deste trabalho, em especial:

- à Professora Margarida Pinho Lopes por todos os seus conhecimentos que me transmitiu, pelo apoio e dedicação ao longo de todo este trabalho.

- ao Engenheiro Miguel Paula pela disponibilidade e simpatia demonstradas nas explicações de funcionamento dos equipamentos de ensaios.

- ao David Carlos por toda a ajuda que me deu durante a realização dos ensaios.

- ao Alberto não só pela ajuda prestada, pois sem a apoio dele este trabalho tinha sido bastante mais difícil de realizar, mas também, pela amizade e apoio ao longo do curso.

- aos meus avós por toda a força, carinho e apoio que sempre manifestaram ao longo de todo este percurso académico.

- e o mais especial, aos meus pais, por todos os esforços, sacrifícios, amor e preocupação que tiveram comigo não só durante a vida académica, como em todas as etapas da minha vida.

A todos Muito Obrigado.

palavras-chave

geossintético, interacção, teor em água, arranque, corte em plano inclinado, geogrelha tecida.

resumo

A utilização de geossintéticos em Engenharia Civil tem vindo a aumentar significativamente. Sendo, no entanto, materiais relativamente recentes em Portugal, carecem de investigação e estudo, nomeadamente no âmbito da interacção com o solo envolvente. Este é um factor importante que domina o comportamento de estruturas reforçadas com geossintéticos.

Grande parte dos estudos desenvolvidos sobre este tema, apenas fazem referência a aplicações de solos granulares, mas como nem sempre é possível encontrar o solo ideal, muitas vezes é necessário recorrer a solos finos. Estes solos possuem uma reduzida capacidade de drenagem e uma retardada transferência de tensões entre reforço e solo, o que leva a que exista uma dificuldade de dissipação do excesso de pressão intersticial gerado no interior do maciço.

Por isso, neste trabalho foi analisado o efeito do teor em água do solo na interacção solo-geossintético. Estes mecanismos podem ser muito complexos, dependendo do tipo e propriedades do solo e do geossintético.

Assim, foi efectuada a caracterização do solo e de um geossintético. Para caracterizar a interacção entre o solo e o geossintético seleccionados foram realizados ensaios de arranque (de acordo com a NP EN 13738:2007) e ensaios de corte em plano inclinado (NP EN ISO 12957-2:2007) com três diferentes teores em água (0%, metade do teor em água óptimo e o teor em água óptimo).

O solo utilizado neste estudo após a sua caracterização demonstrou ter uma pequena quantidade de partículas finas. Os valores da resistência à tracção e extensão da geogrelha estudada, obtidos através de ensaios de tracção, demonstraram diferenças em relação aos parâmetros nominais. Nos ensaios de arranque todos os resultados foram bastante semelhantes, apenas se notou uma maior rigidez da geogrelha quando inserida no solo seco. O ângulo de atrito da interface solo geossintético em corte em plano inclinado não foi possível de determinar, pois o equipamento atingiu a sua capacidade de inclinação máxima e em nenhuma das diferentes condições de ensaio ocorreu deslizamento.

keywords

geosynthetic, interaction, moisture content, pullout, inclined plane shear, woven geogrid..

abstract

The use of geosynthetics in Civil Engineering has been significantly growing. However, as relatively recent materials in Portugal, geosynthetics are lacking research and study, specifically regarding its interaction with the surrounding soil. This is an important factor that governs the performance of the geosynthetic-reinforced structures.

Most studies on the subject mention only its application to granular soils, but as one can't always find an ideal soil, the use of fine soils is often necessary. These soils possess a reduced drainage capability and a delayed stress transfer between reinforcement and soil, leading to a slow dissipation of the excesses of pore water pressure within the soil.

Thus, in this work the effect of soil moisture content in soil-geosynthetics interaction was studied. These mechanisms can be very complex, depending on the type and properties of the soil and of the geosynthetic.

Therefore, the soil characterization of the soil and of the geosynthetic used was done. To characterize the interaction between the selected soil and geosynthetic, pull out (NP EN 13738:2007) and inclined plane (NP EN ISO 12957-2:2007) tests were carried out using soil samples with three different moisture contents (0%, half of optimum moisture content and the optimum moisture content).

After its characterization the soil used in this study exhibited a small amount of fine particles in its content. The values of the tensile strength and the elongation of the geogrid revealed differences regarding the correspondent nominal parameters. On the pull out tests, the results were quite similar, merely noticing a higher stiffness on the response of the geogrid confined in the dry soil.

The angle of friction of the soil geosynthetic interface was not determined, as the equipment reached its maximum inclination capability and no slide took place in the different test conditions.

ÍNDICE

Índice de Figuras	v
Índice de Tabelas.....	viii
Abreviaturas	ix
1. Geossintéticos	1
1.1. Objectivos.....	1
1.2. Introdução.....	1
1.3. Funções e propriedades dos geossintéticos	2
1.3.1. Geossintéticos. Definições.....	2
1.3.2. Tipos de geossintéticos e processos de fabrico associados	3
1.3.3. Funções dos Geossintéticos	9
1.3.3.1. Drenagem	10
1.3.3.2. Filtragem	10
1.3.3.3. Protecção.....	11
1.3.3.4. Separação	11
1.3.3.5. Controlo de erosão superficial	11
1.3.3.6. Barreira de fluidos.....	12
1.3.3.7. Reforço.....	12
1.3.4. Colocação em Obra.....	12
1.3.5. Propriedades dos Geossintéticos	13
1.3.5.1. Propriedades físicas.....	13
1.3.5.2. Propriedades hidráulicas	14
a) Distribuição e dimensão das aberturas.....	14
b) Permissividade.....	14
c) Transmissividade	15
1.3.5.3. Propriedades mecânicas	15
a) Resistência à tracção.....	15
b) Resistência ao punçoamento	15

c)	Atrito nas interfaces	16
d)	Fluência.....	16
1.3.5.4.	Durabilidade	16
a)	Fluência e rotura em fluência	17
b)	Relaxação de tensões.....	17
c)	Abrasão	17
d)	Fluência em compressão	18
e)	Degradação fotoquímica	18
f)	Degradação térmica.....	18
g)	Degradação química.....	18
h)	Degradação biológica.....	19
1.3.6.	Danificação durante a instalação.....	19
2.	Reforço de solos.....	23
2.1.	Interacção Solo Geossintético.....	24
2.1.1.	Movimentos Relativos da Interface.....	24
2.1.2.	Mecanismos de Interacção Solo-Geossintético	25
2.2.	Ensaio para caracterização da resistência da interface solo-geossintético	26
2.3.	Solos Granulares.....	26
2.4.	Solos Finos	27
3.	Ensaio realizados.....	29
3.1.	Programa de trabalhos	29
3.2.	Caracterização do solo.....	29
3.2.1.	Distribuição granulométrica.....	30
3.2.2.	Ensaio Proctor	32
3.2.3.	Limites Atterberg	35
3.2.3.1.	Limite de Liquidez	36
3.2.3.2.	Limite de Plasticidade	37
3.3.	Caracterização do geossintético.....	38
3.3.1.	Ensaio de tracção.....	38
3.3.1.1.	Considerações iniciais	38

3.3.1.2.	Características do equipamento de ensaio.....	41
3.3.1.3.	Procedimento	42
3.3.1.4.	Equipamento utilizado	43
3.4.	Ensaio de arranque	45
3.4.1.	Considerações iniciais.....	45
3.4.2.	Caixa de arranque	47
3.4.3.	Equipamento utilizado	48
3.4.4.	Procedimento de ensaio	52
3.5.	Corte em plano inclinado.	54
3.5.1.	Considerações iniciais.....	54
3.5.2.	Procedimento	55
3.5.3.	Equipamento utilizado	56
3.5.4.	Procedimento de ensaio	63
3.6.	Ensaio de Corte Directo	64
3.6.1.	Equipamento de Ensaio	64
3.6.2.	Procedimentos de Ensaio	65
4.	Resultados.....	67
4.1.	Programa de trabalhos	67
4.2.	Materiais.....	67
4.2.1.	Solo	67
4.2.1.1.	Granulometria	67
4.2.1.2.	Peso volúmico	69
4.2.1.3.	Limites de Atterberg	71
a)	Limites de liquidez.....	71
b)	Limite de Plasticidade.....	71
4.2.2.	Geossintético.....	72
4.3.	Ensaio de tracção	72
4.4.	Ensaio de arranque.....	73
4.4.1.	Teor em água de 0%	74
4.4.2.	Teor em água igual a metade do teor ótimo.....	78

4.4.3.	Teor em água igual ao teor óptimo.....	80
4.5.	Comparação dos Resultados – Ensaio de Tracção e Arranque	83
4.6.	Corte em plano inclinado.....	84
4.6.1.	Teor em água de 0%.....	84
4.6.2.	Teor em água igual a metade do teor óptimo	85
4.6.3.	Teor em água igual ao teor óptimo.....	85
4.7.	Considerações finais	86
5.	Referências bibliográficas.....	89

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.	Classificação dos geossintéticos de acordo com a sua estrutura [Lopes (2009)].....	4
Figura 2.	Alguns exemplos de geossintéticos [Araújo (2008)].	5
Figura 3.	Exemplo de geotêxtil tecido	6
Figura 4.	Exemplo de geotêxtil não tecido.....	6
Figura 5.	Ligação mecânica [Pinto (2005)].....	7
Figura 6.	Geogrelhas extrudidas; a) uniaxial b) biaxial	7
Figura 7.	Geogrelha tecida	8
Figura 8.	Representação esquemática das principais funções que um geossintético pode desempenhar (NP EN ISO 10318): a) drenagem; b) filtragem; c) protecção; d) reforço; e) separação; f) controlo de erosão superficial; e g) barreira de fluidos [adaptado Lopes e Lopes (2010)].	9
Figura 9.	Sequência construtiva a adoptar em aplicações de geossintéticos [Lopes (2006)].	20
Figura 10.	Mecanismos de interacção solo-geogrelha: a) atrito lateral ao longo do reforço; b) impulso passivo nas barras transversais da grelha [Jewell <i>et al.</i> (1984)].	25
Figura 11.	Lavagem de solo para processo de sedimentação.	32
Figura 12.	Processo de peneiração	32
Figura 13.	Molde para ensaio de Proctor	34
Figura 14.	Equipamento para realização de ensaio de Proctor.....	34
Figura 15.	Definição dos limites de consistência ou de Atterberg [Fernandes (2006)].	36
Figura 16.	Gráfico para a obtenção do limite de liquidez	36
Figura 17.	Cone Penetrómetro	37
Figura 18.	Esquema representativo do ensaio de tracção [Lopes (2006)]......	39
Figura 19.	Esquemas representativos da marcação dos pontos de referência para medição das extensões [Lopes (2006)].....	39
Figura 20.	Esquemas representativos de: a) provetes de geotêxteis tecidos com franjas laterais; b) provetes de geogrelhas com distância entre elementos <75mm; c) provetes de geogrelhas com distância entre elementos ≥75mm [Lopes (2006)].....	40
Figura 21.	Esquema representativo das garras a usar no ensaio de tracção: a) garras em cunhas serrilhada; b) cunha metálica ou epoxi; c) blocos de garras de compressão; d) garras cilíndricas; e) garras adaptadas para ensaios de geogrelhas (EN ISO 10319).	41
Figura 22.	Equipamento para ensaio de tracção de geossintéticos do LGS da FEUP.....	43
Figura 23.	Garras do equipamento para ensaio de tracção de geossintéticos da FEUP; a) garras em cunhas metálicas com face em borracha e suporte; b) blocos de garras de compressão, hidráulicas; c) garras cilíndricas [Lopes (2006)].....	44
Figura 24.	Vídeo-extensómetro do equipamento de ensaios de tracção do LGS da FEUP.....	44
Figura 25.	Alvos utilizados para medição das extensões: a) vista frontal; b) vista posterior; c) fixação dos alvos na geogrelha.	45
Figura 26.	Esquema de um ensaio de arranque [Sieira (2003)].	46
Figura 27.	Caixa de arranque (NP EN 13738:2007)	47

Figura 28.	Equipamento de ensaio de arranque do LGS da FEUP.....	49
Figura 29.	Representação esquemática do equipamento de ensaio de arranque [Ladeira (1995)].	49
Figura 30.	Manga de aço do equipamento de ensaios de arranque do LGS da FEUP.....	50
Figura 31.	Detalhes do equipamento de arranque: a) extensómetros; b) célula de carga.	50
Figura 32.	Cilindros calcadores que aplicam a tensão de confinamento	51
Figura 33.	Pegas do equipamento de arranque; a) pega cilíndrica; b) pega em cunha [Araújo (2008)]......	51
Figura 34.	Sequência de montagem do ensaio de arranque: a) adição de água ao solo; b) mistura manual de água no solo; c) solo pronto para ensaio; d) colocação de solo na caixa de arranque; e) compactação do solo; f) colocação de geossintético e varetas inextensíveis; g) fixação de varetas a extensómetros; h) caixa cheia; i) colocação de célula de carga; j) equipamento pronto para ensaio.	54
Figura 35.	Esquema de um ensaio de corte em plano inclinado [Ferreira (2010)]......	55
Figura 36.	Vista geral do equipamento de ensaio de corte em plano inclinado do LGS-FEUP.	57
Figura 37.	Representação esquemática de equipamento de corte em plano inclinado: a) com base rígida e caixa superior; b) com caixas inferior e superior [Lopes (2001a)].	58
Figura 38.	Mecanismo de inclinação do equipamento de ensaios de corte em plano inclinado do LGS da FEUP	59
Figura 39.	Dispositivos de segurança do equipamento de ensaios de corte em plano inclinado da FEUP: a) dispositivos de segurança para controlo de inclinação máxima e horizontalidade do equipamento; b) dispositivo de controlo de deslocamento máximo da caixa superior e transdutor de medição de deslocamentos; c) inclinómetro	60
Figura 40.	Tampa rígida do equipamento de ensaio de corte em plano inclinado do LGS da FEUP.....	61
Figura 41.	Sistema de deslizamento da caixa superior do equipamento de ensaio de corte em plano inclinado do LGS da FEUP	62
Figura 42.	Sistema de aplicação da força normal no equipamento de ensaio de corte em plano inclinado: a) pendural; b) pesos suspensos	62
Figura 43.	Esquema de um ensaio de corte directo [Sieira (2003)]......	64
Figura 44.	Vista geral do equipamento de ensaio de corte directo do LGS-FEUP [Silvano (2005)].	65
Figura 45.	Solo utilizado	68
Figura 46.	Curvas granulométricas do solo utilizado	69
Figura 47.	Curva de Proctor	70
Figura 48.	Geogrelha GGR utilizada.....	72
Figura 49.	Pega cilíndrica do equipamento de ensaio de arranque do LGS da FEUP.....	74
Figura 50.	Pontos de fixação das varetas no ensaio de arranque.....	74
Figura 51.	Geogrelha GGR após ensaio de arranque com o solo seco.....	75
Figura 52.	Destacamento das barras da geogrelha devido às varetas.	76
Figura 53.	Gráfico de ensaio de arranque do Provete 1 com o solo seco	77
Figura 54.	Gráficos de ensaio de arranque com 0% de teor em água no solo.	77
Figura 55.	Zona de rotura de geogrelhas após ensaios de arranque	79
Figura 56.	Gráficos de ensaio de arranque com 50% de teor em óptimo de água no solo	79

Figura 57.	Geogrelhas danificadas após ensaio de arranque.....	81
Figura 58.	Gráficos de ensaio de arranque com teor em água ótimo no solo.....	81
Figura 59.	Gráfico força de arranque / deslocamento frontal de todos os provetes ensaiados ao arranque	82
Figura 60.	Gráfico força de arranque / deslocamento frontal de todos os provetes ensaiados ao arranque, a iniciarem todos no mesmo momento.....	83
Figura 61.	Resistência à tracção da geogrelha nos ensaios de tracção e arranque	84

Índice de Tabelas

Tabela 1.	Matérias-primas utilizadas para diferentes tipos de geossintéticos (adaptado de Shukla (2002))....	3
Tabela 2.	Relações entre funções e materiais [Koerner (1998)].	10
Tabela 3.	Escala Granulométrica	31
Tabela 4.	Ensaio Proctor LNEC (E197-1966) [Santos (2008)].	33
Tabela 5.	Solo utilizado - percentagens de partículas passadas acumuladas	68
Tabela 6.	Solo utilizado - resultados obtidos do ensaio de Proctor.....	70
Tabela 7.	Resultados da baridade seca mínima do solo.....	71
Tabela 8.	Tratamento de dados para obtenção do Limite de Liquidez	71
Tabela 9.	Propriedades do geossintético utilizado	72
Tabela 10.	Resultados dos ensaios de tracção da geogrelha GGR.....	73
Tabela 11.	Resumo de resultados de ensaio de arranque com 0% de teor de água no solo	75
Tabela 12.	Resumo de resultados de ensaio de arranque com 5,725% de teor de água no solo	78
Tabela 13.	Resumo de resultados de ensaio de arranque com de teor óptimo de água no solo	80
Tabela 14.	Resumo de resultados de ensaio de corte em plano inclinado para solo com 0% teor em água. ...	84
Tabela 15.	Resumo de resultados de ensaio de corte em plano inclinado para solo com 50% do teor óptimo em água.	85
Tabela 16.	Resumo de resultados de ensaio de corte em plano inclinado para solo com teor óptimo em água.	86

ABREVIATURAS

A – Área de contacto solo-geossintético;

At - Nível de actividade da argila;

CPE - Polietileno clorinado;

$f(\beta)$ – Força necessária para permitir o movimento da caixa superior vazia quando a caixa está inclinada de β ;

F_v – Força vertical actuante na interface;

I_C - Índice de consistência e o parâmetro;

I_P - Índices de plasticidade;

PA - Poliamidas ou nylons;

PE – Polietilenos;

PEAD - Polietileno de alta densidade;

PECS - Polietileno clorossulfonado;

PEMBD - Polietileno de muito baixa densidade;

PEMD - Polietileno de média densidade;

PET – Poliésteres;

PP – Polipropileno;

PS – Poliestireno;

T_{max} – Resistência à tracção de um geossintético;

W_C - Limite de consistência;

W_L - Limite de liquidez;

W_P - Limite de plasticidade;

$W_{0\%}$ - Teor ótimo em água de 0%;

$W_{50\% \text{ optm}}$ – Metade do teor ótimo em água;

W_{optm} – Teor ótimo em água;

β – Ângulo de deslizamento da caixa superior;

ε - Extensão para a força máxima num ensaio de tracção;

ϕ_{sg} – Ângulo de atrito da interface solo-geossintético;

σ_n – Tensão normal actuante na interface;

τ – Tensão de corte;

1. GEOSSINTÉTICOS

1.1. Objectivos

Tradicionalmente, no estudo do reforço de solos com geossintéticos são estudados solos granulares mas, como nem sempre existe a possibilidade de se dispor do solo pretendido, muitas vezes é necessário recorrer a solos não convencionais, nomeadamente solos finos. Por isso este trabalho tem como objectivo estudar a interacção entre geossintéticos e solos finos, procurando contribuir para colmatar a ausência de estudos na matéria.

1.2. Introdução

As técnicas de reforço de solos já são aplicadas há milhares de anos. Povos como os chineses ou os romanos utilizavam materiais naturais, como madeiras, raízes, bambu ou até junco, mais tarde, na Idade Média, as peles de animais também foram utilizadas como materiais de reforço de solos [Ladeira (1995)].

Como o evoluir da engenharia desenvolveram-se novas técnicas e novos produtos. Foi assim que, na década de 40 do século XX, com o aparecimento dos polímeros sintéticos, se iniciou a produção dos geossintéticos, mas só na década de 50 do mesmo século é que estes materiais começaram a ser aplicados de forma sistemática na construção civil, nomeadamente no controlo de erosão e no reforço de solos. Nessa altura os geossintéticos eram geotêxteis tecidos, só na década de 60 é que surgiram os geotêxteis não tecidos.

Nos anos 70 do século XX inicia-se a produção de geotêxteis não tecidos agulhados e, com isto, a utilização destes materiais cresceu consideravelmente. Este sucesso deve-se ao seu baixo custo, fácil aplicação e principalmente às vantagens técnicas e às várias funções que podem ser exercidas pelos geotêxteis.

Todo este sucesso levou a um rápido desenvolvimento destas indústrias, sendo que a partir dos anos 80 surge o aparecimento de um amplo leque de produtos com diversas estruturas, como as geogrelhas, georredes, geomembranas ou geocompósitos.

De acordo com Pinho Lopes e Lopes (2010) em 1977, J.P. Giroud apresenta as expressões geotêxteis e geomembranas. J.E. Fluet Jr. introduz, em 1983, o termo “geossintético” para designar todos os novos produtos com aplicação em obras de carácter geotécnico. Esta designação pode não ser completamente adequada, pois, alguns dos produtos utilizados não têm origem sintética. Por essa razão, a expressão “geossintéticos” foi substituída pela

designação “geotêxteis, geomembranas e produtos afins”. Estas expressões foram utilizadas até 1994, quando, no 4º Congresso Internacional de Geotêxteis, Geomembranas e Produtos Afins, em Singapura, a Sociedade Internacional de Geotêxteis e Produtos Afins consagrou universalmente a expressão geossintético ao adoptar a designação de Sociedade Internacional de Geossintéticos. A partir daí foi internacionalmente aceite a utilização do termo “geossintético” para designar materiais fabricados, quer com produtos sintéticos, quer não sintéticos.

1.3. Funções e propriedades dos geossintéticos

1.3.1. Geossintéticos. Definições

O termo geossintético é a designação dada a um produto polimérico, sintético ou natural, industrializado.

Os materiais mais utilizados no fabrico de geossintéticos são materiais orgânicos poliméricos sintéticos obtidos a partir do petróleo, designados por plásticos. Os plásticos podem ser divididos em dois grupos: os termoplásticos, que podem amolecer e endurecer por aquecimento e arrefecimento, respectivamente; e os plásticos termoendurecidos, que endurecem após moldagem, não podendo voltar a ser fundidos por acção do calor [Pinho Lopes (2006)].

Os termoplásticos são os materiais mais utilizados no fabrico de geossintéticos, cujos polímeros de base (Tabela 1) mais comuns são: as poliamidas (PA) ou nylons, os poliésteres (PET), o polipropileno (PP), o poliestireno (PS), o policloreto de vinilo (PVC), os polietilenos (PE): polietileno de alta densidade (PEAD), polietileno de muito baixa densidade (PEMBD), polietileno de média densidade (PEMD), polietileno clorinado (CPE), polietileno clorossulfonado (PECS) [Shukla (2002)].

Além dos polímeros de base utilizados no fabrico de geossintéticos, em geral, são incorporadas pequenas quantidades de aditivos. Esses aditivos têm como principal função, melhorar as propriedades finais do produto e facilitar as operações de transformação do mesmo. Os aditivos mais utilizados são, estabilizantes térmicos, estabilizantes anti-UV, anti-oxidantes, plastificantes, retardadores de combustão, colorantes, inibidores de envelhecimento [Paula (2003)]

Tabela 1. Matérias-primas utilizadas para diferentes tipos de geossintéticos (adaptado de Shukla (2002)).

Geossintético	Polímero
Geotêxteis	PP, PET, PA, PE
Geogrelhas	PEAD, PET, PP
Georredes	PEMD, PEAD
Geomembranas	PE, PVC, CPE, PECS

1.3.2. Tipos de geossintéticos e processos de fabrico associados

Os diferentes tipos de geossintéticos, em particular, os vários tipos de estruturas de geossintéticos, resultam essencialmente de distintos processos de fabrico.

Assim, os geossintéticos podem ser classificados relativamente à sua estrutura, dividindo-se em: geomembranas ou barreiras geossintéticas poliméricas, geotêxteis, produtos relacionados e geossintéticos compósitos. Na Figura 1 é apresentada uma classificação dos geossintéticos com base na sua estrutura.

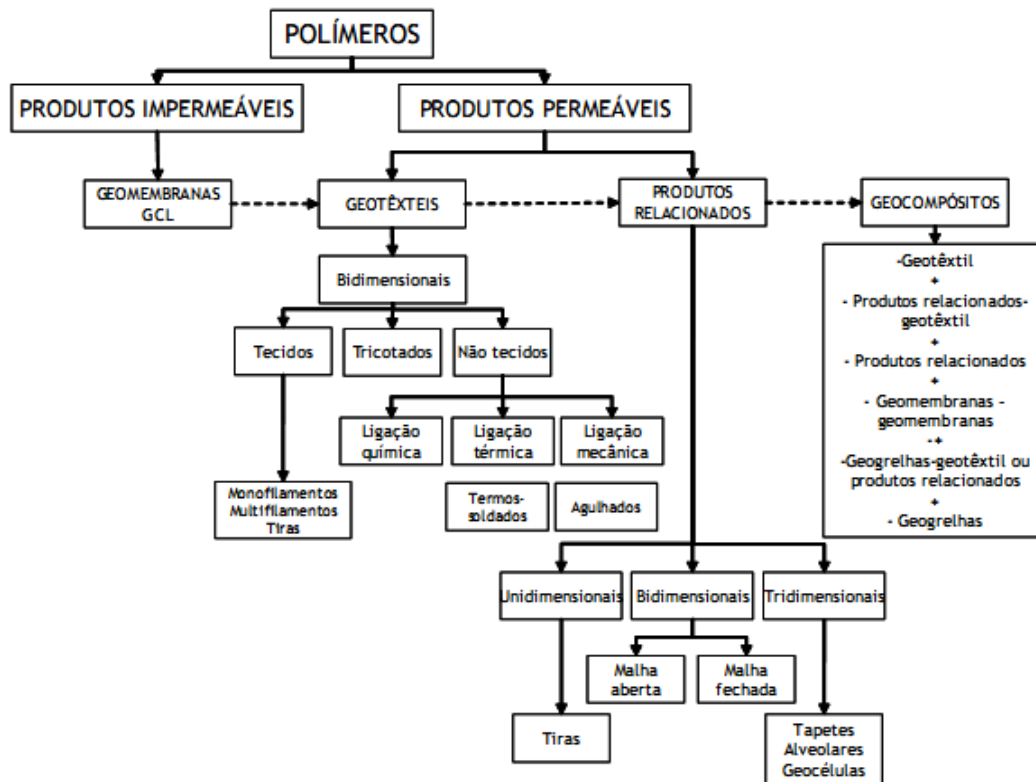


Figura 1. Classificação dos geossintéticos de acordo com a sua estrutura [Lopes (2009)].

O fabrico de geossintéticos, em geral, compreende três passos [Paula (2003)]:

- Produção do polímero com vários aditivos;
- Produção dos componentes;
- Conversão dos componentes no geossintético.

O polímero é produzido como já foi referido, e fornecido ao fabricante de geossintéticos sob a forma granular ou esférica.

Nos dias de hoje existe uma grande variedade de geossintéticos para aplicações em obras de engenharia. A gama de produtos principais e mais utilizados, ilustrados na Figura 2, é composta por geotêxteis, geogrelhas, georredes, geomembranas, geocompósitos e geocélulas.

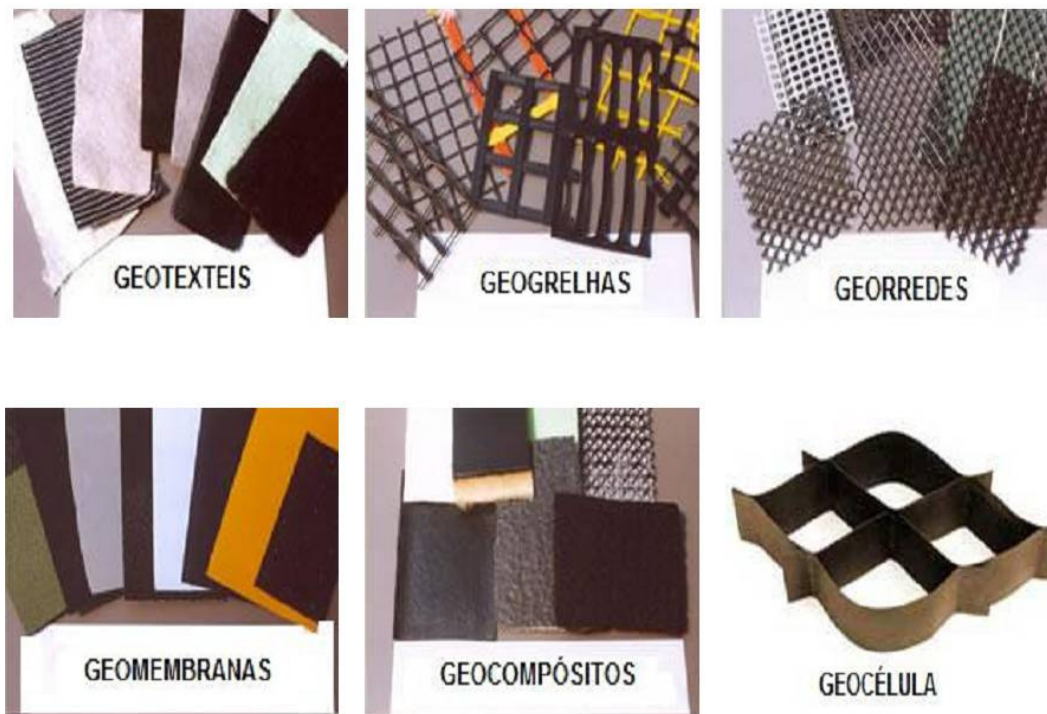


Figura 2. Alguns exemplos de geossintéticos [Araújo (2008)].

Os geotêxteis são permeáveis, são materiais poliméricos têxteis planos e são classificados com base no processo de fabrico em: tecidos, não tecidos ou tricotados [Araújo (2008)].

Os geotêxteis tecidos são manufacturados através de processos convencionais de tecelagem, recorrendo a teares mecânicos. Estes geotêxteis apresentam um aspecto de fios perpendiculares entre si entrelaçados. Há vários tipos de malhas, embora a mais comum seja a malha simples. Um exemplo deste tipo de estrutura pode ser observado na Figura 3.

Os componentes mais usados no fabrico de geotêxteis tecidos são fitas (extrudidas ou obtidas por corte de folhas de plástico), fios de tiras, multifilamentos ou monofilamentos. As estruturas resultantes apresentam uma distribuição de poros relativamente regular. Geralmente, as estruturas resultantes têm 1 a 2mm de espessura.



Figura 3. Exemplo de geotêxtil tecido

No que se refere aos geotêxteis não tecidos, em geral usam-se monofilamentos contínuos, podendo em algumas situações ser fabricados a partir de fibras cortadas. A manufactura deste tipo de geotêxteis consiste na deposição contínua das fibras ou filamentos num tapete, para que se forme uma malha solta que será ligada e cuja espessura é ligeiramente superior à do produto final (Figura 4). Os métodos utilizados para a ligação dessa malha podem ser: ligação mecânica, ligação térmica e ligação química [Lopes (2009)].

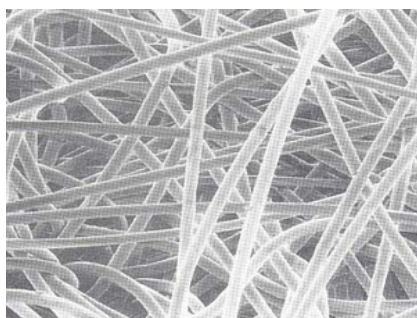


Figura 4. Exemplo de geotêxtil não tecido

A ligação térmica é realizada por aquecimento dos componentes, o que permite a sua ligação nos pontos de contacto entre fibras. O geotêxtil resultante é pouco espesso e apresenta-se rígido e áspero ao toque.

A ligação química é geralmente conseguida pela adição de resina acrílica, por impregnação ou pulverização.

Por fim, a ligação mecânica, provavelmente o mais comum dos processos de ligação, obtido pela passagem de milhares de agulhas rugosas (Figura 5a), em movimento vertical, através de um emaranhado de filamentos, que provoca a sua ligação mecânica, conforme se encontra esquematizado na Figura 5b [Pinto (2005)].

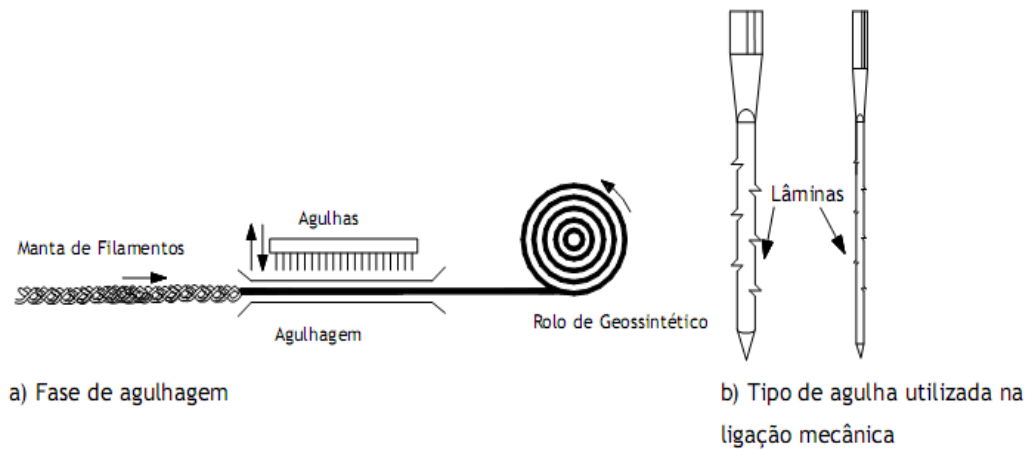


Figura 5. Ligação mecânica [Pinto (2005)]

As geogrelhas são materiais geossintéticos, a sua estrutura tem forma de grelha, e a principal função desempenhada é o reforço. As suas aberturas permitem a interação do meio em que estão confinadas e são constituídas por elementos resistentes à tracção. As geogrelhas podem ser uniaxiais, quando a resistência à tracção é mais elevada numa direcção, e biaxiais, quando a resistência à tracção é semelhante nas duas direcções principais (ortogonais) de fabrico e perpendicular à de fabrico. Em função do processo de fabricação, as geogrelhas podem ser extrudidas, soldadas ou tecidas.

As geogrelhas extrudidas são produzidas a partir de folhas de polímero aditivado. A folha de plástico é perfurada, aquecida e estirada, na direcção de fabrico. O efeito global da orientação assim introduzida é o aumento da resistência à tracção e da rigidez da grelha na direcção em causa.

Dá-se o nome de geogrelha extrudida uniaxial (Figura 6a) àquelas que resultam deste procedimento. Da repetição destes processos na direcção transversal resulta uma geogrelha extrudida biaxial (Figura 6b).



Figura 6. Geogrelhas extrudidas; a) uniaxial b) biaxial

Um outro tipo de geogrelhas, designadas correntemente por geogrelhas tecidas (Figura 7), é manufacturado recorrendo aos equipamentos da indústria têxtil. O processo consiste em unir centenas de fibras para obter barras longitudinais e transversais, separadas por grandes aberturas. Nos cruzamentos, essas barras são unidas por tricotagem ou entrelaçagem e posteriormente todo o conjunto é protegido por um revestimento que lhe confere estabilidade dimensional e protege as barras durante a instalação em obra da geogrelha [Koerner (1998)].

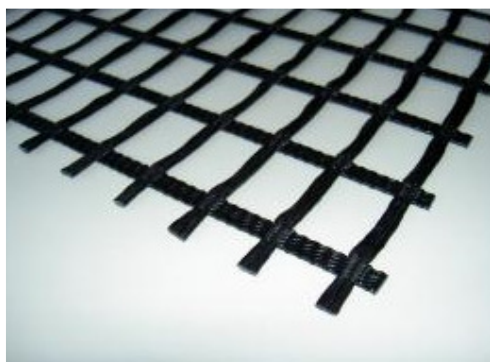


Figura 7. Geogrelha tecida

As georredes são uma malha com estrutura polimérica, podem ter uma aparência semelhante à das geogrelhas, embora sejam diferentes destas, pois desempenham funções diferentes. Estas são formadas por duas séries de membros extrudidos paralelos, que se interceptam em ângulo constante. Possuem alta porosidade ao longo do plano, sendo usadas para conduzir elevadas vazões de fluidos ou gases.

Geomembranas ou barreiras geossintéticas poliméricas são mantas contínuas e flexíveis constituídas por um ou mais materiais sintéticos. Elas possuem uma baixíssima permeabilidade, o que faz com a sua maior aplicação seja em barreiras para fluidos, gases ou vapores, também podem ser usadas em impermeabilizações ou separação de camadas.

Os geocompósitos são constituídos por vários tipos de materiais e pelo menos um deles é um geossintético, por exemplo: geotêxtil-georrede; geotêxtil-geogrelha; georrede-geomembrana e geocompósito betonítico (GCL) ou barreiras geossintéticas argilosas. Os geocompósitos drenantes pré-fabricados ou geodrenos são constituídos por um núcleo plástico drenante envolto por um filtro geotêxtil.

Os geocompósitos argilosos são fabricados com uma camada de bentonite geralmente incorporada entre geotêxteis de topo e base ou ligadas a uma geomembrana ou a uma única manta de geotêxtil. Os geotêxteis que compõem os geocompósitos geralmente são costurados ou agulhados através do núcleo argiloso para aumentar a resistência interna do produto ao

corte. Quando hidratados eles actuam efectivamente como barreira para líquido ou gás e geralmente são usados em aterros sanitários, em conjunto com geomembranas.

As geocélulas são estruturas tridimensionais, permeáveis, poliméricas (sintéticas ou naturais) em forma de favos de mel ou em forma de teia, feitas de tiras de geotêxteis, geogrelhas ou geomembranas unidas, usada em contacto com solo/rocha ou qualquer outro material geotécnico em aplicações de engenharia civil. A sua principal aplicação é no controlo de erosão.

1.3.3. Funções dos Geossintéticos

A utilização de geossintéticos em obras geotécnicas tem vindo a aumentar. Os geossintéticos possibilitam a substituição de materiais de construção tradicionais (solo, areia, brita, enrocamento, condutas, tiras e grelhas de aço) e o reforço de materiais naturais [Sieira (2003)].

Quando se vai utilizar um geossintético é importante saber a função que este vai desempenhar, ou seja, a acção que vai exercer para que os objectivos da sua utilização sejam atingidos.

Na Figura 1 estão representadas esquematicamente as principais funções que um geossintético pode desempenhar.

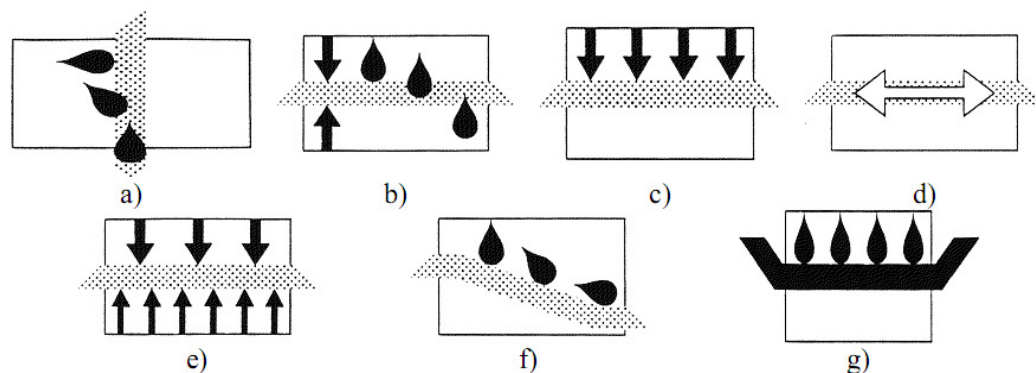


Figura 8. Representação esquemática das principais funções que um geossintético pode desempenhar (NP EN ISO 10318): a) drenagem; b) filtragem; c) protecção; d) reforço; e) separação; f) controlo de erosão superficial; e g) barreira de fluidos [adaptado Lopes e Lopes (2010)].

Um geossintético pode desempenhar uma ou mais funções simultaneamente, por isso, deve-se diferenciar a sua função primária e secundárias. Na Tabela 2 estão representadas as relações entre funções e os materiais.

Tabela 2. Relações entre funções e materiais [Koerner (1998)].

Geossintéticos	Funções						Barreira de fluidos	Controlo de erosão
	Reforço	Filtragem	Drenagem	Protecção	Separação			
Geogrelhas	X							
Geomembranas					X		X	
Geocompósitos	X		X				X	
Georredes			X					
Geotubos			X					
Geomantas							X	X
Geocélulas	X							X
Geotêxteis	X	X	X	X	X			X

1.3.3.1. Drenagem

A função de drenagem é a capacidade que o geossintético tem em possibilitar a passagem de líquidos ao longo do seu próprio plano. O geossintético deve assegurar a passagem da água e impedir a entrada de partículas de solo.

A transmissividade, a permeabilidade normal e a distribuição dos poros são as propriedades que mais influenciam o bom funcionamento de um geossintético de drenagem. A espessura e compressibilidade do dreno devem ser adequadas ao tempo de vida útil do dreno.

Drenagem de caves, pavimentos, atrás de muros, estruturas de suporte de terras, recolha de lixiviados em aterros de resíduos, são alguns exemplos de obras onde podem ser aplicados geossintéticos de drenagem.

1.3.3.2. Filtragem

A função de filtragem é a capacidade que o geossintético tem em reter as partículas de solo, permitindo a passagem de fluidos na direcção perpendicular ao seu plano. Ferreira (2010) refere que propriedades como a permeabilidade normal, a porometria adequada e a flexibilidade (esta última necessária ao ajuste do material ao maciço, para que não se formem vazios entre o solo e o geossintético) são essenciais para que o material consiga desempenhar

a função de filtro durante um longo período de tempo. A compatibilidade solo-geossintético é muito importante em termos de fluxo a longo prazo, para que não ocorra colmatção.

Drenos em valas, drenos de muros, drenos verticais de consolidação, barreiras a sedimentos, protecção contra erosão, barragens de terra, são exemplos de obras onde podem ser utilizados geossintéticos com função de filtragem.

1.3.3.3. Protecção

A função de protecção é a capacidade do geossintético em reduzir solicitações localizadas, distribuindo as tensões e deformações que atingiriam o material a ser protegido.

As propriedades mecânicas e espessuras adequadas são essenciais para que a função de protecção seja desempenhada eficazmente, assim como a continuidade do material.

A colocação de geotêxteis sobre geomembranas para protecção destas, em aterros de resíduos, é um exemplo de aplicação de geossintéticos com função de protecção.

1.3.3.4. Separação

A função de separação é a capacidade do geossintético em prevenir a mistura de solos ou materiais de aterro adjacentes, sob a acção de cargas aplicadas, mantendo assim as características dos dois materiais intactas.

A resistência à tracção, ao punçoamento e ao rasgamento, a flexibilidade, a retenção do solo e a permeabilidade aos fluidos são as propriedades mais importantes para os geossintéticos que desempenham esta função.

Interfaces fundação/sub-base de vias, entre o balastro e a fundação de vias-férreas, aterros de resíduos, entre aterros e solos moles de fundação, são alguns exemplos de onde se podem aplicar geossintéticos de separação.

1.3.3.5. Controlo de erosão superficial

A função de controlo de erosão superficial é a capacidade de um geossintético em eliminar ou reduzir a movimentação de solo ou outras partículas à superfície do local tratado.

Nesta função a aplicação do geossintético destina-se a evitar ou limitar os movimentos de solo ou de outras partículas da superfície do terreno, protegendo-a da acção de agentes atmosféricos e/ou do tráfego ou da acção erosiva da água.

1.3.3.6. Barreira de fluidos

Esta função tem como característica a prevenção ou limitação de migração de líquidos.

As geomembranas e os geocompósitos bentoníticos conseguem exercer esta função, e podem trabalhar isoladamente ou como parte integrante de um sistema de impermeabilização. É também exigida a continuidade do material, quando aplicado em obra, para assim assegurar uma boa estanqueidade.

1.3.3.7. Reforço

A função de reforço é a capacidade de carga-extensão de um geotêxtil ou de um produto relacionado com o objectivo de melhorar as propriedades mecânicas do solo ou de outros materiais de construção, garantindo assim um aumento de resistência ao corte, face ao mesmo material isento de reforço [Ferreira (2010)].

Devido à sua resistência à tracção, a utilização de geossintéticos em solos de baixa capacidade de suporte, vai diminuir as deformações horizontais do terreno, o geossintético vai funcionar como reforço, para distribuir e equilibrar as tensões sobre o solo de base [Ferreira (2010)].

Logo é fundamental que geossintéticos que actuam como reforço possuam resistência à tracção, deformabilidade e flexibilidade, um bom comportamento à fluência e à relaxação, para assim garantir um bom funcionamento a longo prazo. Também deve ser tomada em atenção a resistência das interfaces solo--geossintético, pois é aqui que são transferidos os esforços de tracção do solo para o reforço.

Para suportar tensões de tracção no interior de maciços ou entre duas camadas sujeitas a tensões diferentes, podem-se colocar geossintético com a função de reforço, para equilibrar a diferença de tensões entre elas, neste caso o geossintético vai exercer uma acção mecânica de membrana [Ferreira (2010)].

1.3.4. Colocação em Obra

Durante a colocação em obra ou até mesmo durante o transporte, manuseamento, ou armazenamento, é necessário um especial cuidado, para não por em risco a eficácia das funções a que os geossintéticos se destinam, pois nestas fases estes materiais são sujeitos a

acções intensas. Na colocação em obra devem ser tomadas em atenção os três passos seguintes:

- Preparação do terreno;
- Colocação e sobreposição dos elementos individuais;
- Ligação dos elementos individuais.

1.3.5. Propriedades dos Geossintéticos

Para que o geossintético mantenha a sua funcionalidade durante vários anos e resista a operações de manuseamento, armazenagem e colocação em obra, é essencial que possua boas propriedades físicas, mecânicas e hidráulicas, estas propriedades estão relacionadas com o tipo de polímero utilizado, o processo de fabrico e o tempo.

Devido à grande implantação dos geossintéticos, estes devem ser submetidos a ensaios para caracterizar ou simular o seu comportamento. Estes ensaios devem obedecer a normas Internacionais (Europeias, no caso de Portugal) de ensaios de geossintéticos. As normas Europeias, elaboradas pelas Comissões Técnicas (TC) TC 189 e JWG TC 189/TC 254, criadas pela Comissão Europeia de Normalização, têm por objectivo uniformizar a caracterização dos geossintéticos no que se refere às suas propriedades fundamentais e consequentemente reduzir a arbitrariedade da sua aplicação [Ferreira (2010)].

1.3.5.1. Propriedades físicas

As propriedades físicas mais importantes dos geossintéticos são a massa por unidade de área, a espessura, a densidade relativa dos polímeros que os constituem e a distribuição e dimensão das aberturas.

A massa por unidade de área é expressa em g/m^2 . Os seus valores para geotêxteis tecidos situam-se entre os 100 e 300 g/m^2 , para os não tecidos entre 100 e 400 g/m^2 e entre 200 e 1000 g/m^2 para as geogrelhas. Existem ainda alguns geotêxteis especiais, tecidos e não tecidos que podem ter gramagens superiores a 1000 g/m^2 .

A massa por unidade de área é um indicador da homogeneidade e qualidade de um geossintético, podendo ser usada para confirmar a identidade de um produto e remeter para as especificações do produtor [Lopes (2001a)].

A espessura de um geossintético é expressa em mm, e define-se como a distância medida a uma dada pressão entre as extremidades inferior e superior de um geossintético. No caso da espessura nominal, a pressão correspondente é de 2kPa.

Os valores mais frequentes rondam os 0,2 e 5mm nos geotêxteis não tecidos, 0,2 e 1,5 mm para os geotêxteis tecidos e entre 1 e 5mm para as geogrelhas.

Esta propriedade permite inferir acerca de outras propriedades mecânicas e hidráulicas de um geossintético e acerca da sua compressibilidade, ao relacionar-se a espessura e a pressão correspondente.

A densidade relativa dos polímeros é uma grandeza que se define pela razão entre o peso volúmico dos elementos que constituem o geossintético e o peso volúmico da água a 4°C.

Os valores usuais da densidade relativa dos polímeros situa-se nos: 0,91 para poliprolileno; 1,22 a 1,38 para poliéster; 1,05 a 1,14 para a poliamida e 0,91 a 0,95 para o polietileno.

1.3.5.2. Propriedades hidráulicas

As propriedades hidráulicas mais importantes são a dimensão aparente de aberturas, a permissividade (permeabilidade normal ao plano) e a transmissividade (permeabilidade ao longo dos seus planos) [Paula (2003)].

a) Distribuição e dimensão das aberturas

Quando os geossintéticos desempenham as funções de filtragem ou separação, a distribuição e dimensão das aberturas são características fundamentais para o dimensionamento dos geossintéticos.

Ao contrário das geogrelhas que possuem um tamanho de aberturas uniformes, os geotêxteis tecidos ou não tecidos, não tem um tamanho único, mas sim um intervalo de tamanhos [Lopes (2001a)].

b) Permissividade

A permeabilidade normal ao plano do geossintético depende da distribuição e dimensão das aberturas e é expressa em m/s. É uma propriedade particularmente importante quando um geossintético é colocado para servir de filtro [Ferreira (2010)].

c) Transmissividade

A transmissividade é a capacidade de um geossintético permitir o escoamento de fluidos no próprio plano e define-se como o produto entre a condutividade hidráulica no plano e a espessura. A transmissividade, geralmente expressa em m^2/s , depende da espessura e da distribuição e dimensão das aberturas do geossintético e é proporcional ao caudal que este conduz no seu plano [Ferreira (2010)].

1.3.5.3. Propriedades mecânicas

Durante o período de vida útil de uma obra um geossintético é submetido a várias solicitações (esforços de tracção, compressão, punçoamento, rasgamento, entre outros) as propriedades mecânicas, que mais se destacam são: o comportamento à tracção; a resistência ao punçoamento; o rasgamento; o atrito nas interfaces.

a) Resistência à tracção

Lopes (1992) explica que o comportamento à tracção dos geossintéticos depende de vários factores tais como: o polímero constituinte, a estrutura, o processo de fabrico e o tipo de ligação, entre outros.

A resistência à tracção é determinada através de ensaios, segundo a norma portuguesa (EN ISO 10319:2008). A norma indica que o provete deve ser submetido a uma taxa de deformação constante fazendo-se a aquisição da força e extensão correspondente. O resultado do ensaio é expresso em gráficos de força por unidade de comprimento (kN/m) vs deformação (%) através do qual é possível obter o módulo de rigidez, a resistência e a deformação na ruptura [Araújo (2008)].

b) Resistência ao punçoamento

A resistência ao punçoamento, segundo Pinho Lopes (2006), é determinada com base na medição da vulnerabilidade dos geossintéticos às compressões diferenciais ou a choques provocados pela queda de materiais. A solicitação pode ser concentrada, estática ou dinâmica. Consoante o mecanismo que lhe dá origem, a resistência ao punçoamento pode ser um comprimento, uma força ou uma pressão. De entre os ensaios existentes, para avaliar a resistência ao punçoamento são de salientar: EN ISO 13433: 2006 ensaio de perfuração dinâmica (através da queda de um cone sobre o geossintético) e EN ISO 12236 rev.: 2006, ensaio de punçoamento estático também designado por ensaio CBR, ensaio de impacto (EN

ISO 13428:2004) e ensaio de impacto de um pilão com forma de pirâmide, para avaliar a eficiência de geossintéticos na protecção de geomembranas (EN 14574: 2004).

c) Atrito nas interfaces

O atrito nas interfaces é uma propriedade particularmente importante quando os geossintéticos actuam como reforço, pois a transferência de esforços do solo para o reforço depende da interacção entre os mesmos. A caracterização dessa interacção é feita com base na resistência ao corte da interface solo-reforço (expressa em N/m^2) podendo ser representada por uma lei idêntica à lei de Mohr – Coulomb (através dos parâmetros coesão e ângulo de atrito). A resistência da interface solo-geossintético depende, entre outros factores, da mobilização do atrito lateral entre os dois materiais, o que por sua vez depende da granulometria do solo e da rugosidade do geossintético e assume geralmente valores iguais ou inferiores à resistência ao corte do próprio solo [Ferreira (2010)].

d) Fluência

Paula (2003) refere que a fluência dos geossintéticos depende de factores como o polímero constituinte, a estrutura, o nível de tensão, a temperatura e o tempo. Uma das formas de a caracterizar consiste no traçado de curvas de fluência que relacionam as deformações do material com o tempo para níveis de tensão e temperatura constantes. Pode-se definir a fluência de um material através do seu alongamento, ou seja, se este se alonga mais ou menos quando submetido a um carregamento estático de longa duração [Araújo (2008)].

1.3.5.4. Durabilidade

Nesta secção teve-se como referência o exposto em Pinho Lopes e Lopes (2010).

Em obras de engenharia tem-se sempre a questão da durabilidade dos materiais utilizados, os geossintéticos não fogem a essa questão e têm que cumprir as funções para as quais foram dimensionados.

A durabilidade de um geossintético pode ser entendida como a capacidade que o material tem em manter determinadas propriedades ao longo de toda a sua vida útil.

Koerner (1998) distingue dois subtipos de propriedades relativas à durabilidade dos geossintéticos: as relativas à sua “endurance”, ou resistência durante o tempo de vida útil, e as que se referem à sua degradação.

De entre as primeiras incluem-se: a danificação que os geossintéticos sofrem durante a sua instalação em obra, a fluência, a relaxação de tensões, a abrasão e a fluência em compressão.

No que se refere às propriedades relativas à resistência à degradação dos geossintéticos, são de referir a resistência às radiações ultra-violeta, à acção da temperatura, à oxidação, à hidrólise, aos agentes químicos e aos agentes biológicos.

a) Fluência e rotura em fluência

Devido à sensibilidade dos polímeros à fluência, esta é uma das propriedades dos geossintéticos que é fundamental avaliar. A fluência acontece porque os geossintéticos são produzidos a partir de polímeros que exibem comportamentos elasto-viscoplásticos, dependentes do tempo, carga e temperatura, sob tensão constante. A fluência de um geossintético depende essencialmente do tipo de polímero.

A fluência consiste na deformação que ocorre nos materiais quando submetidos a cargas constantes. É um aspecto bastante significativo no dimensionamento de geossintéticos, em particular, para tempos de serviço mais longos. Shukla (2002) refere que, dependendo do tipo de polímero e da temperatura ambiente, a fluência pode ser bastante significativa, mesmo para níveis de tensão baixos (mesmo de 20% da resistência do geossintético).

b) Relaxação de tensões

A relaxação de tensões está relacionada com a diminuição de tensão nos geossintéticos submetidos a deformação constante. A rotura pode ocorrer por acção de solicitações alternadas (por exemplo, o tráfego numa via de circulação). Sabe-se que a estrutura do geossintético é mais sensível à relaxação do que o próprio polímero.

c) Abrasão

A abrasão é outro dos fenómenos que pode conduzir à diminuição de resistência de um geossintético durante o seu tempo de vida útil. Esta propriedade pode ser definida como o desgaste do geossintético imposto por outros materiais em contacto com este, nomeadamente, agregados sujeitos a cargas cíclicas de pequena amplitude.

d) Fluência em compressão

A fluência em compressão de geossintéticos descreve a deformação que estes materiais sofrem, dependendo da tensão aplicada (normal e de corte) e do tempo. Esta propriedade é relevante sobretudo para aplicações em que o geossintético exerce funções de drenagem.

Os materiais sofrem diminuição da sua espessura, que conduz a uma redução da sua transmissividade. Mais ainda, pode ocorrer rotura súbita do material de drenagem, pelo que este deixa de poder exercer a sua função.

e) Degradação fotoquímica

A gama de comprimentos de onda a que pertence a radiação ultravioleta do espectro solar que atinge a superfície terrestre, possui energia suficiente para quebrar a maior parte das ligações químicas presentes nas macromoléculas dos polímeros. A intensidade e a duração destas radiações são os factores preponderantes da degradação fotoquímica. No entanto, as acções adicionais do oxigénio, das temperaturas elevadas e da humidade facilitam essa degradação do polímero. Para minimizar os efeitos deste tipo de degradação deve evitar-se que os geossintéticos fiquem sujeitos à luz solar, sendo envolvidos por revestimentos opacos e armazenados em estaleiro ao abrigo da luz e aplicados o mais rapidamente possível.

f) Degradação térmica

Uma vez que o aumento da temperatura acelera as reacções químicas, a degradação de um polímero, sendo um fenómeno essencialmente químico, é favorecida por esse aumento. Como normalmente o oxigénio está presente, em geral, ocorre a acção conjugada da temperatura e do oxigénio, desenvolvendo-se a degradação termo-oxidativa.

A intensidade deste tipo de degradação depende, naturalmente, da concentração de oxigénio em contacto com o polímero, sendo por isso, menor quando este está submerso em água.

g) Degradação química

A degradação química pode ser provocada pela acção do oxigénio, dos iões metálicos, dos ácidos, das bases e solventes e da água. A perda das propriedades mecânicas de um polímero, resultante da acção dos factores referidos, depende da sua natureza química. Estes factores são responsáveis por profundas alterações nas cadeias moleculares constituintes dos polímeros, que incluem quebra de ligações químicas e consequente diminuição do comprimento das

cadeias moleculares, alteração química das cadeias, incorporação de iões estranhos nas cadeias, formação de espécies quimicamente activas, rotura das cadeias, etc. Naturalmente, essas alterações profundas acarretam modificações nas propriedades dos polímeros.

h) Degradação biológica

Os plásticos podem degradar-se biologicamente por acção de microrganismos presentes nos maciços terrosos. Estas acções dividem-se em três tipos: acção directa sobre os polímeros de base dos plásticos; acção destrutiva sobre determinados aditivos presentes na composição de plásticos; desenvolvimento de produtos agressivos para os materiais plásticos. Estudos realizados apontam para uma boa resistência biológica dos polímeros mais comuns no fabrico de geossintéticos. Como justificação desta constatação experimental aponta-se o facto de os microrganismos consumirem somente as fracções poliméricas de muito baixo peso molecular, o que faz com que as propriedades dos plásticos não sejam praticamente afectadas.

1.3.6. Danificação durante a instalação

O método de instalação em obra é um importante factor na durabilidade de um geossintético, pelo que, uma incorrecta aplicação poderá afectar as propriedades do material.

Segundo Koerner (1998), é largamente reconhecido que os processos de instalação em obra dos geossintéticos podem danificar estes materiais. Em muitos casos, as acções decorrentes destes processos são mais significativas do que as solicitações de serviço, consideradas no dimensionamento.

Conceito

Lopes (2006) refere que a danificação durante a instalação (DDI) em obra de geossintéticos resulta principalmente das operações de colocação e compactação do material de aterro junto aos geossintéticos e das operações de manuseamento.

As operações de remoção do solo, preparação da superfície, manuseamento e colocação do geossintético, espalhamento e compactação do solo não são suaves e, na maioria dos casos,

são realizadas por trabalhadores muito pouco sensíveis à delicadeza destas operações [Greenwood (1998)].

Nos geossintéticos, as maiores tensões surgem durante a fase de instalação, e podem resultar em perdas de resistência, efeitos de abrasão, diminuição local da espessura do material, corte de fibras, abertura e, no pior caso, em desintegração total dos geossintéticos ao longo de uma determinada área [Brau (1998)].

Minimizar a DDI

Todos os materiais de construção que desempenham funções específicas têm de obedecer aos requisitos de qualidade exigidos; os geossintéticos pertencem a essa classe de materiais de construção. Na fase de colocação em obra destes materiais devem ser utilizado um procedimento adequado, de forma a minimizar a sua danificação [Araújo (2008)].

Lopes (2006) refere que as obras que incluem geossintéticos devem ter nos seus cadernos de encargos descrições e instruções detalhadas referentes aos procedimentos de colocação destes materiais. A mesma autora mostra esquematicamente alguns desses procedimentos na Figura 9.

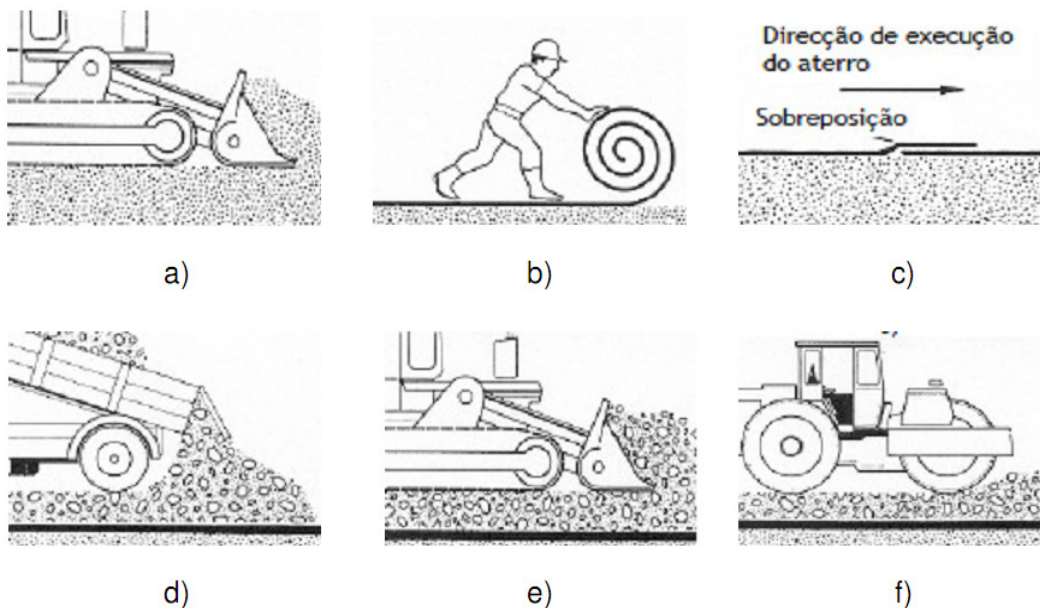


Figura 9. Sequência construtiva a adoptar em aplicações de geossintéticos [Lopes (2006)].

O primeiro passo para a aplicação do geossintético é limpar a superfície (lixo, raízes ou materiais cortantes) e proceder ao alisamento da superfície como se vê na Figura 9a. Na figura

seguinte consta o segundo passo, desenrolar o geossintético. Os trabalhadores ao efectuarem esta tarefa não devem estar sobre o geossintético. A Figura 9c é um exemplo da ligação entre troços, o tipo de ligação deverá estar indicada no caderno de encargos da obra.

A Figura 5d indica que é a fase de colocação do material de aterro. Lopes (2006) indica esta operação como uma das mais delicadas, pois pode causar danos ao geossintético. Como forma de minimizar esta operação, fica proibido o tráfego sobre o geossintético antes de se atingir 150mm de material de aterro. Depois desta operação é a fase de espalhar o material (Figura 9e), para de seguida se proceder à compactação, atendendo às características pretendidas (Figura 9f).

É preciso assegurar que os efeitos da DDI são mínimos e não afectam o desempenho do geossintético durante o seu tempo de vida útil para o qual foi dimensionado ou são devidamente contabilizados no dimensionamento deste material.

2. REFORÇO DE SOLOS

Reforçar um solo consiste em introduzir no solo elementos resistentes e devidamente orientados que, quando sujeitos a esforços, fazem com que o conjunto solo/elemento possua uma capacidade resistente superior e uma menor deformabilidade, do que quando o solo não reforçado [Lopes (2001b)].

O conceito de solo reforçado existe desde há milhares de anos. No entanto, o rápido avanço do conceito de reforço de solos deve-se à invenção do sistema “Terra Armada”, na década de 60, pelo engenheiro francês Henry Vidal, o primeiro a formalizar um dimensionamento racional de um sistema de solo reforçado moderno [Bergado et al. (1994)].

Com o passar dos anos foram-se desenvolvendo novas técnicas de reforço de solos, até que em 1971 foi construído o primeiro muro reforçado com geotêxteis em França. A partir daí e até aos dias de hoje, a aplicação de geossintéticos para reforço de solos sofreu um crescimento bastante considerável devido à eficácia proporcionada pelos geossintéticos.

Como a qualidade dos solos nem sempre é a desejada, é necessário recorrer a outros meios para melhorar as características dos solos, existem várias técnicas de melhoramento de solos, mas aquela que mais tem evoluído é o reforço de solos a partir de geossintéticos [Ladeira (1995)].

Os geossintéticos vieram substituir as tradicionais técnicas de reforço. A aplicação destes materiais trouxe várias vantagens, tais como, baixo custo, processo de construção simples, menor sensibilidade a assentamentos diferenciais, rapidez de aplicação, possibilidade de reforçar solos de fraca qualidade e a minimização de impactes ambientais [O’Kelly e Naughton (2008)].

A elevada resistência à tracção que estes materiais apresentam, bem como a eficiência do comportamento à tracção a longo prazo tornam possível esta função [Moraci e Cardile (2009)].

As aplicações de solo reforçado são muitas, destacando-se: muros de suporte, encontros de pontes, barragens, aterros, fundações, obras rodovias e ferroviárias, estruturas industriais, costeiras e militares [Lopes (2006)].

2.1. Interação Solo Geossintético

Na grande maioria das obras onde são aplicados geossintéticos a interação entre o solo e o geossintético é de extrema importância, principalmente quando se trata de reforço de solos. De facto a transferência de esforços do solo para o geossintético vai depender da eficácia da interação solo-geossintético.

O processo construtivo, as propriedades mecânicas e geométricas dos reforços, as propriedades mecânicas e físicas do solo, a geometria do sistema de reforço, os mecanismos de interação solo-reforço e as suas propriedades, processo construtivo, são alguns dos parâmetros dos quais a interação depende [Lopes (2009)].

O impedimento de deformações de tracção é o principal objectivo dos materiais aplicados em reforço de solos assim como, a absorção das tensões de tracção criadas no interior do solo, deste modo as propriedades mecânicas do solo são melhoradas devido ao reforço, assim sendo as tensões de corte diminuem, ficando assim, o solo com uma resistência ao corte superior. A orientação do material de reforço deve ser segundo a direcção das deformações, sendo que assim o reforço é mais eficaz [Lopes (2009)].

O esforço de tracção a que um geossintético de reforço está sujeito depende não só da sua resistência máxima, mas também da resistência ao corte passível de ser mobilizada na interface com o solo confinante [Ferreira (2010)].

2.1.1. Movimentos Relativos da Interface

A resistência nas interfaces solo-geossintético pode ser mobilizada por dois tipos de movimentos relativos, são eles: o movimento de corte directo e o movimento de arranque.

Quando as tensões de corte actuates excedem a resistência ao corte na interface solo-geossintético, pela acção do peso próprio do maciço e sobrecargas actuates, gera-se o movimento de corte directo. O reforço permanece solidário com parte do solo envolvente, sendo a resistência da interface mobilizada pelo deslizamento da restante massa de solo em relação ao geossintético [Lopes (2001a)].

Já quando o esforço de tracção a que o geossintético está submetido supera a resistência ao corte disponível na interface solo-geossintético ao longo do comprimento de amarração do geossintético (comprimento que se prolonga para além da linha que representa a superfície potencial de rotura), ocorre o movimento de arranque. Desta forma, ocorre um deslocamento

do reforço em relação ao solo envolvente, sendo este movimento responsável pela mobilização da resistência na interface [Ferreira (2010)].

2.1.2. Mecanismos de Interação Solo-Geossintético

Nos sistemas de solo reforçado com geossintéticos podem-se identificar três mecanismos de interação: atrito lateral ao longo do reforço; atrito solo-solo; impulso passivo nas barras transversais do reforço. Nos geotêxteis e tiras o atrito lateral é o único mecanismo a actuar. Já nas geogrelhas deve ser tomado em consideração o impulso passivo nas barras transversais do reforço (Figura 10), e quando ao longo das aberturas das geogrelhas ocorrer movimento relativo no solo, deve ser considerado o atrito solo-solo [Ferreira (2010)].

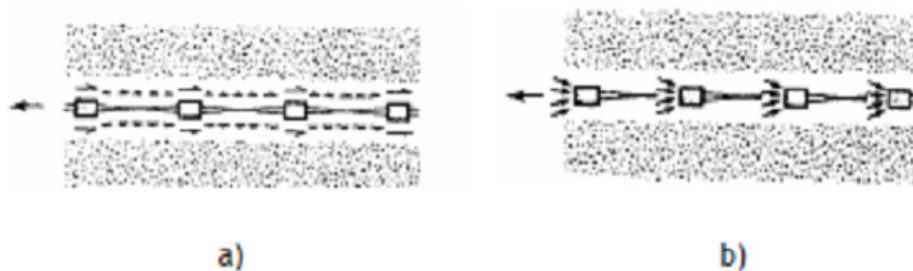


Figura 10. Mecanismos de interação solo-geogrelha: a) atrito lateral ao longo do reforço; b) impulso passivo nas barras transversais da grelha [Jewell *et al.* (1984)].

Lopes (2009) afirma que a mobilização da resistência ao corte entre solos granulares e geotêxteis é um fenómeno bidimensional, onde a dilatância é permitida, que é muito influenciado pela extensibilidade dos geotêxteis. No caso das tiras o fenómeno é tridimensional, fortemente dependente das características de dilatância do solo e da rugosidade das superfícies do reforço (o volume de solo em corte em torno do reforço é influenciado pela geometria deste e pela sua rugosidade). No caso das geogrelhas o fenómeno pode também ser considerado tridimensional, mobilizando-se atrito lateral para pequenos deslocamentos e progressivamente impulso passivo nas barras transversais das grelhas à medida que o deslocamento aumenta.

Segundo o mesmo autor, devido à menor extensibilidade das geogrelhas, a utilização destas como elemento de reforço conduz a um maior aumento da resistência do solo e da resistência mobilizada na interface solo-reforço do que quando são usados geotêxteis.

2.2. Ensaios para caracterização da resistência da interface solo-geossintético

A boa funcionalidade de uma obra depende de um bom dimensionamento, e para um bom dimensionamento é necessário conhecer e avaliar as propriedades dos materiais. Assim, os ensaios realizados em geossintéticos são essenciais na obtenção dessas propriedades.

Segundo Liu et al. (2009) a compreensão dos fenómenos envolvidos na mobilização da resistência ao corte das interfaces é essencial para o projecto e análise de estabilidade de estruturas de solo reforçado com geossintéticos.

Os ensaios mais utilizados e adequados para determinar os parâmetros da resistência das interfaces solo-geossintético em estruturas de solo reforçado são: ensaio de arranque, ensaio de corte directo e o ensaio de corte em plano inclinado.

Muitas vezes as características da interface definidas pelos ensaios de corte directo e de arranque são diferentes e, muitas vezes inconsistentes, em consequência de utilização de diferentes procedimentos de ensaio, trajectórias de tensão, mecanismos de rotura e condições fronteira. A adequação de cada um dos dois ensaios à obtenção dos parâmetros caracterizadores da interface baseia-se no movimento relativo com maior probabilidade de ocorrência no caso a analisar. Assim, para o movimento de corte directo deve recorrer-se ao ensaio de corte directo e para o movimento de arranque, o ensaio de arranque é o mais apropriado [Lopes (2001b)].

2.3. Solos Granulares

O solo ideal para aplicação de reforço deve ter como propriedades uma boa granulometria e uma boa drenagem, de modo a providenciar durabilidade a longo prazo, estabilidade durante a construção e boas características físico-químicas. Solos granulares com boa distribuição granulométrica têm habitualmente um comportamento elástico e os movimentos pós construção associados a cedências internas normalmente não ocorrem [Jones (1996)].

A grande maioria das estruturas de solo reforçado são executadas com solos granulares, devido à sua eficácia na interacção solo-geossintético. Por isso, em muitos dos estudos de interacção solo-geossintético são utilizados estes materiais.

O comportamento dos solos granulares, reforçados ou não, é influenciado por um conjunto de factores entre os quais se destaca o índice de compacidade, visto ser um factor determinante para a resistência e rigidez deste tipo de solos. Assim, os solos granulares no

estado denso são mais resistentes e rígidos do que no estado solto, devido ao maior imbricamento dos grãos [Ferreira (2010)].

A tensão de confinamento, a forma das partículas e a granulometria do solo, são outros agentes que condicionam o comportamento dos solos granulares.

A dimensão dos grãos não assume um papel determinante no comportamento dos solos granulares, contudo é extremamente importante no que se refere aos mecanismos de interação existentes no solo reforçado, especialmente quando o reforço é uma geogrelha [Ferreira (2010)].

2.4. Solos Finos

Geralmente nas obras de reforço de solos são utilizados solos convencionais, solos granulares, mas nem sempre existe a possibilidade de se dispor destes tipos de solos. De facto, muitas vezes torna-se difícil encontrar o material desejado e recorrer solos de empréstimos pode-se tornar muito dispendioso. Por isso, nestes casos, é necessário recorrer a solos não convencionais, como por exemplos solos finos.

Os solos finos (argilas, siltes, solos silto-arenosos) são solos que possuem uma reduzida capacidade de drenagem e uma retardada transferência de tensões entre reforço e solo, o que leva a que exista uma dificuldade de dissipação do excesso de pressão intersticial gerado no interior do maciço, e com isto, uma redução da resistência ao corte. Estes solos exibem vulgarmente comportamento plástico ou elasto-plástico, aumentando assim o risco de ocorrência de movimentos após a construção [Patias (2005)].

Pouca é a bibliografia em que é referenciado o uso de solos finos em reforço de solos, no entanto Jones (1996) refere que quando a disponibilidade de solos adequados é limitada e a utilização de solos finos é inevitável, a utilização de drenos para reduzir os excessos pressão intersticial pode levar à estabilização requerida. Isto tem levado ao estudo de geossintéticos com a dupla função de drenagem e reforço. No entanto, deve haver bastante cuidado na combinação de materiais que proporcionem simultaneamente estas duas funções, já que pode resultar na construção de estruturas com fragilidades internas.

3. ENSAIOS REALIZADOS

3.1. Programa de trabalhos

Com este trabalho procurou-se avaliar a influência do teor em água de um solo com finos no comportamento das interfaces solo-geossintético, nomeadamente através de ensaios de arranque e de corte em plano inclinado.

Para tal foi necessário começar por caracterizar os materiais envolvidos – o solo e o geossintético, e só depois proceder aos ensaios de avaliação da resistência da interface entre estes.

Nas secções seguintes descrevem-se os ensaios realizados no âmbito deste trabalho.

3.2. Caracterização do solo

A classificação dos solos tem como objectivo separar os solos em grupos com diferentes comportamentos. Os ensaios de classificação baseiam-se nas propriedades básicas do solo, tais como a plasticidade, o peso volúmico, a textura e a granulometria [Carlos (2009)].

Estas propriedades básicas influenciam o comportamento e, consequentemente, as suas características mecânicas. Para permitir chegar a uma classificação do solo são realizados ensaios de caracterização mecânica, de identificação e de caracterização física [Fernandes (2006)]. A composição granulométrica e os limites de Atterberg constituem as chamadas características de identificação do solo, usualmente consideradas as propriedades mais básicas do solo e que por isso devem ser sempre determinadas, por regra, antes de quaisquer outras [Fernandes (2006)].

O comportamento de um solo granular é essencialmente determinado pela forma, pelas dimensões dos respectivos grãos e pelo modo mais ou menos compacto como eles estão arrumados, sendo suficiente a análise granulométrica para determinar o seu comportamento [Fernandes (2006)]. No caso dos solos finos, em geral argilosos, é o teor em água que domina o seu comportamento.

O ensaio para fazer a análise granulométrica de um solo pode ser realizado segundo a norma ISO/TS 17892-4:2004 (E) Geotechnical investigation and testing - Laboratory testing of soil - Part 4: Determination of particle size distribution.

No caso dos solos finos torna-se, então, necessário determinar os limites de Atterberg ou de consistência (W_L - limite de liquidez, W_P - limite de plasticidade e W_C – limite de

consistência), os índices de plasticidade e de consistência, respectivamente, I_p e I_c e o parâmetro A_t que indica o nível de actividade da argila (Matos Fernandes, 2006). Os processos de determinação dos limites de Atterberg estão descritos na norma ISO/TS 17892-12:2004 (E) Geotechnical investigation and testing - Laboratory testing of soil - Part 12: Determination of Atterberg limits, enquanto que os processos de cálculo dos outros parâmetros referidos podem ser consultados, por exemplo, em Matos Fernandes (2006).

3.2.1. Distribuição granulométrica

A granulometria, como muitas vezes é designada a distribuição granulométrica, é uma das propriedades mais importantes de um solo. Conhecer a granulometria dos solos é conhecer a distribuição das percentagens das partículas de determinadas dimensões que o compõem.

Todos os solos, na sua fase sólida, contêm partículas de diferentes tamanhos. A determinação do tamanho das partículas e suas respectivas percentagens de ocorrência permitem obter a função distribuição de partículas do solo e que é denominada distribuição granulométrica.

A distribuição granulométrica dos materiais granulares pode ser obtida através do processo de peneiração de uma amostra seca em estufa, enquanto que para solos mais finos (siltes e argilas) se utiliza a sedimentação dos sólidos no meio líquido. Para solos que têm partículas tanto na fracção grossa (areia e cascalho) quanto na fracção fina (silte e argila) torna-se necessária a realização de uma análise granulométrica conjunta. Na Tabela 3 pode ver-se uma escala granulometria para classificação de solos.

Tabela 3. Escala Granulométrica

Argila		
	Fino	0,002
	Médio	0,006
Silte		
	Grosso	0,02
	Fina	0,06
	Média	0,2
Areia		
	Grossa	0,6
	Fino	2
	Médio	6
Seixo ou Cascalho		
	Grosso	20
		60
Calhau		
		150 (mm)
Pedra		

A análise granulométrica de solos granulares é usualmente realizada por peneiração, com peneiros de dimensão superior a 0,075 mm (peneiro 200 da ASTM), pois para partículas de menor dimensão, utilizam-se processos de sedimentação e arrastamento de partículas (Figura 11), que são por sua vez bastante morosos e trabalhosos.

O processo de peneiração (Figura 12) consiste em agitar uma série de peneiros, arranjados por ordem tal que os de malha mais larga estejam na parte superior e os de malha mais apertada na inferior e para a análise granulométrica pesa-se o material retido em cada peneiro. Pressupondo que todas as partículas têm a mesma massa volúmica e conhecendo a massa inicial da amostra calcula-se a percentagem da massa dos retidos nos peneiros, que são partículas com a mesma dimensão granulométrica.

A amostra, antes da análise granulométrica, deve ser seca (ao ar ou em estufa) para evitar a agregação das partículas finas e a obturação fácil dos peneiros de malha mais apertada.



Figura 11. Lavagem de solo para processo de sedimentação.



Figura 12. Processo de peneiração

3.2.2. Ensaio Proctor

Os ensaios de compactação tipo Proctor surgiram da necessidade de controlar resultados conseguidos durante trabalhos de compactação em obra. O ensaio consiste na compactação de uma amostra de solo num molde (Figura 13), determinando-se o teor em água e o peso volúmico seco. A repetição deste procedimento para diferentes quantidades de água adicionadas ao solo permite obter uma curva de compactação. O procedimento de ensaio está normalizado e consta da especificação do LNEC E197-1966 [Santos (2008)].

Esta especificação define os tipos de compactação seguintes:

- Compactação leve (Proctor normal) em molde pequeno;
- Compactação leve (Proctor normal) em molde grande
- Compactação pesada (Proctor modificado) em molde pequeno
- Compactação pesada (Proctor modificado) em molde grande

Santos (2008) refere que a compactação leve ou pesada traduz a energia de compactação, sendo esta aplicada através de um determinado número de pancadas com um pilão de um dado peso caindo de uma altura especificada sobre cada uma das camadas de solo, conforme ilustra a Tabela 4.

Tabela 4. Ensaio Proctor LNEC (E197-1966) [Santos (2008)].

		Tipos de compactação			
		Leve (Proctor normal)		Pesada (Proctor Modificado)	
Molde	Diâmetro (mm)	102	152	102	152
	Altura (mm)	117	114	117	114
Pilão		2,49 kg	2,49 kg	4,54 kg	4,54 kg
Altura de queda		30,5 cm	30,5 cm	47,5 cm	47,5 cm
Número de camadas		3	3	5	5
Número de pancadas por camada		25	55	25	55

A compactação pode ser realizada manualmente ou através de um compactador automático (Figura 14).

O tamanho do molde é função da granulometria do material a ensaiar. O molde pequeno é utilizado quando a percentagem de material retido no peneiro nº4 (4,75 mm) não é superior a 20%. O molde grande aplica-se em todos os casos, desde que a percentagem retida no peneiro de malha 19 mm (3/4”) não seja superior a 20%. Caso contrário, a especificação E197-1966 deixa de ser aplicável [Santos (2008)].



Figura 13. Molde para ensaio de Proctor



Figura 14. Equipamento para realização de ensaio de Proctor

A compactação da amostra de solo é feita em 5 camadas, contendo respectivamente 450g a 470g de solo, sendo cada camada compactada com 25 pancadas.

A metodologia de ensaio é a seguinte:

- Fixar-se o molde à base;
- Deita-se no molde uma primeira camada de solo com aproximadamente 470g de solo;

- Compacta-se o solo com 25 pancadas;
- Deita-se a segunda camada de solo, compactando-o;
- Repete-se o processo até à quinta camada;
- Retira-se a alonga e rasa-se o molde com o auxílio de uma espátula;
- Pesa-se o molde contendo o provete;
- Extrai-se o provete;

3.2.3. Limites Atterberg

Os limites de Atterberg fazem parte das chamadas características de identificação do solo, usualmente consideradas as propriedades mais básicas do solo e que por isso devem ser sempre determinadas, por regra, antes de quaisquer outras [Fernandes (2006)].

A fracção de partículas finas num solo tem uma grande importância no comportamento deste, pois um solo fino para diferentes teores de água pode ter diferentes consistências.

Tomando como referência um valor de teor em água para o qual o solo se comporta como um líquido, define-se o limite de liquidez (W_L) como o último valor de teor em água para o qual se verifica esse comportamento. A partir desse momento o solo adquire um comportamento moldável, ou seja, conserva a forma que lhe for conferida por qualquer processo até que o teor em água seja tal que ele passe a ter um comportamento friável. A esta fronteira, dá-se o nome de limite de plasticidade (W_P). Por fim, irá haver um momento em que o teor em água será tal que o solo passa a ter secagem a volume constante (deixa de haver redução do índice de vazios). A esse valor dá-se o nome de limite de retracção (W_S) [Reis (2010)].

Na Figura 15 encontram-se definidos os limites de consistência ou de Atterberg de acordo com as características explicadas anteriormente.

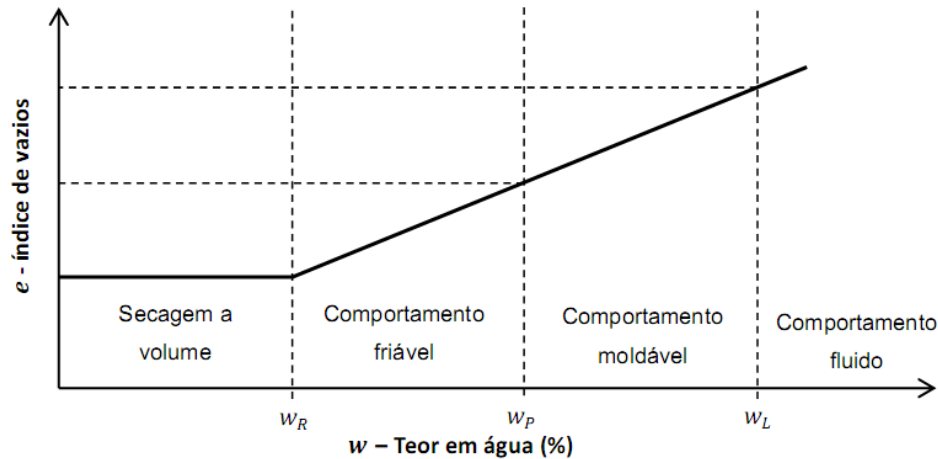


Figura 15. Definição dos limites de consistência ou de Atterberg [Fernandes (2006)].

3.2.3.1. Limite de Liquidez

Neste trabalho para a determinação do limite de liquidez do solo utilizou-se o *Cone Penetrometer Method* definido na norma British Standard (BS 1377:1975, Test 2 (A)), descrito por Head (1980). Através da profundidade de penetração do cone normalizado em amostras de solo com diferentes teores em água obtêm-se gráficos como o da Figura 16. Daí resulta a relação entre a profundidade de penetração e o teor em água, a partir da qual se pode determinar o limite de liquidez e que corresponde ao teor em água que resultaria numa profundidade de penetração de 20 mm.

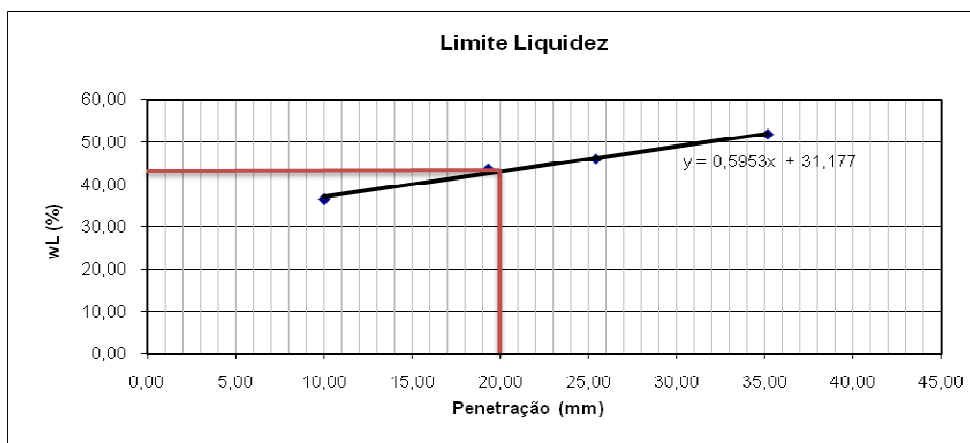


Figura 16. Gráfico para a obtenção do limite de liquidez

De seguida descreve-se o procedimento de ensaio.

Inicia-se o processo com a secagem de uma amostra de solo. Seguidamente, passa-se o solo pelo peneiro nº 40 para assim retirar as partículas de maiores dimensões. O próximo passo é adicionar água à amostra até obter liquidez que permita a penetração desejada. Enche-se o recipiente de ensaio com o solo molhado e coloca-se no aparelho na posição adequada. Realiza-se a penetração com o Cone Penetrómetro (Figura 17), retira-se uma porção de solo da cápsula de ensaio para obtenção do teor em água. De seguida repete-se este processo para mais três amostras.



Figura 17. Cone Penetrómetro

3.2.3.2. Limite de Plasticidade

Para a determinação do limite de plasticidade do solo foi utilizado o procedimento descrito por Bardet (1997) que consiste em:

- Secar a amostra e passar no peneiro nº 40 para retirar as partículas de maiores dimensões;
- Adicionar água até obter a plasticidade desejada (tendo em conta que o solo não se deve pegar aos dedos);
- Realizar uma bola de solo de 1 a 2 cm de diâmetro;
- Realizar um rolo com 3 mm de diâmetro (caso os rolos apresentem fissuração elevada ou não apresentem continuidade repetir o processo anterior com outro teor em água);

- Recolher amostras para obtenção do teor em água;
- Repetir o processo para nova amostra e comparar valores (caso exista uma variação maior que 5 % no limite de plasticidade realizar nova amostragem).

3.3. Caracterização do geossintético

3.3.1. Ensaios de tracção.

3.3.1.1. Considerações iniciais

O ensaio de tracção é um ensaio de identificação e controlo de qualidade que visa a identificação do geossintético seleccionado para a obra em questão e o controlo das propriedades relevantes após transporte, armazenamento e manuseamento em estaleiro Lopes (2006).

Neste ensaio pretende-se, para uma dada temperatura, controlar o comportamento força-extensão a curto prazo do material.

De acordo com Koerner (1998), a propriedade isolada mais importante dos geossintéticos é, provavelmente, a sua resistência à tracção. De facto, em todas as aplicações destes materiais, esta é, invariavelmente, uma das características fundamentais dos geossintéticos: quer como função primária (em aplicações de reforço), quer como função secundária (em aplicações de separação, filtração, drenagem ou barreira de fluidos).

Os procedimentos de ensaio foram efectuados conforme o descrito na Norma EN ISO 10319 2008 Geosynthetics. Wide-width tensile test (ISO 10319:2008). Nestas secções segue-se de perto Lopes (2006).

Este ensaio tem como principio a fixação de um provete ao longo de toda a sua largura nas garras do equipamento de ensaio de tracção, ao qual é aplicada uma determinada força longitudinal crescente, com uma dada velocidade de extensão, até que ocorra a sua rotura (Figura 18).

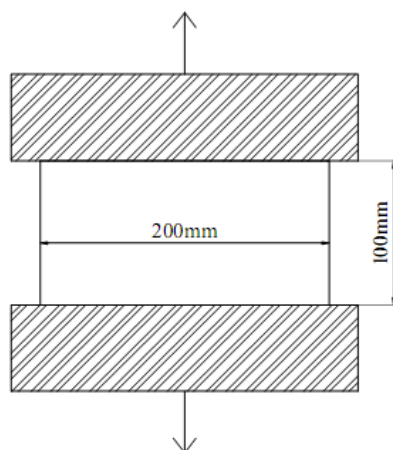


Figura 18. Esquema representativo do ensaio de tracção [Lopes (2006)].

As propriedades de tracção do provete são determinadas através de escalas existentes nos equipamentos e a velocidade de extensão fixada para este ensaio é de $20 \pm 5\%$ por minuto para todos os geotêxteis e produtos relacionados.

Para todos os tipos de geossintéticos no ensaio base os provetes devem possuir as seguintes dimensões: 200mm de largura e 100mm de comprimento entre as garras.

Quando é exigida informação sobre a extensão, são efectuadas medições da deformação utilizando um extensómetro que segue o movimento de dois pontos de referência (Figura 19) definidos no provete. Estes pontos de referência estão situados no eixo de simetria do provete, paralelo à carga aplicada, e estão separados por uma distância de 60mm (30mm para cada lado do centro de simetria do provete). Para geogrelhas esta distância pode ser adaptada de forma a incluir pelo menos uma fiada de nós.

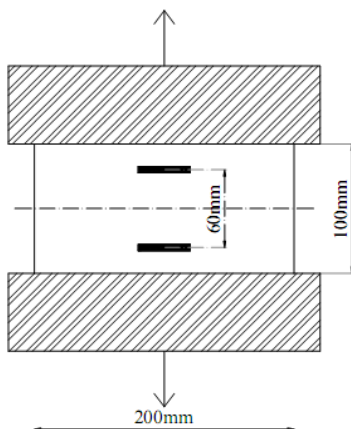


Figura 19. Esquemas representativos da marcação dos pontos de referência para medição das extensões [Lopes (2006)].

De acordo com a norma, antes de iniciar o ensaio devem ser preparados 5 provetes, para cada direcção, do geossintético a ensaiar. A forma de preparação dos provetes deve ser adequada à sua estrutura, cada provete deve ter uma largura nominal de 200 ± 1 mm e comprimento suficiente para assegurar 100 mm entre as garras (Figura 20a).

No caso das geogrelhas, os provetes devem ter um mínimo de 200 mm de largura e comprimento suficiente para assegurar 100 mm entre as garras e conter, pelo menos, uma fiada de nós ou elementos transversais (excluindo aqueles que ficam nas garras do equipamento) (Figura 20b).

Quando a largura entre barras da geogrelha (na largura da geogrelha) for inferior a 75 mm, os provetes devem incluir cinco elementos de tracção completos nesta direcção. São necessários dois elementos completos na largura do provete no caso de a distância entre barras ser igual ou superior a 75 mm (Figura 20c). Na preparação dos provetes de geogrelha, os cortes feitos nas barras devem estar, no mínimo, a 10 mm de distância dos nós.

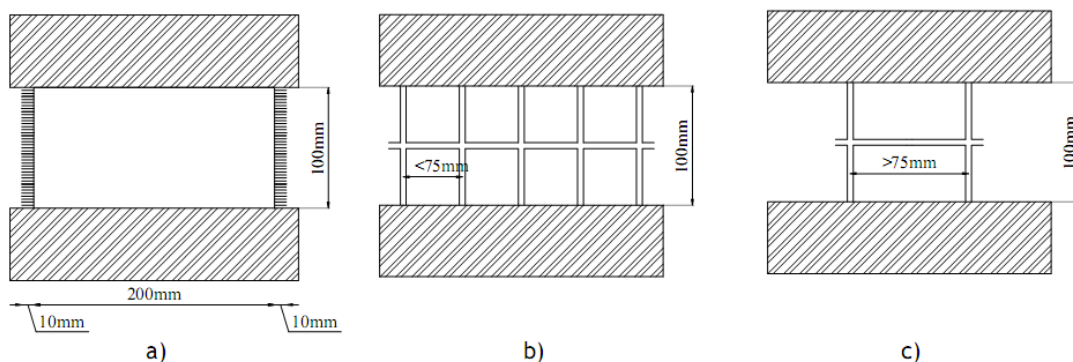


Figura 20. Esquemas representativos de: a) provetes de geotêxteis tecidos com franjas laterais; b) provetes de geogrelhas com distância entre elementos < 75 mm; c) provetes de geogrelhas com distância entre elementos ≥ 75 mm [Lopes (2006)].

Os pontos de referência para medição da extensão em provetes da geogrelha, segundo a norma, devem estar separados pelo menos 60 mm, devem ser marcados no ponto central de uma barra, e devem ser separados pelo menos por um nó ou elemento transversal. Quando necessário, os dois pontos de referência poderão ser separados por mais do que uma fiada de nós ou elementos transversais, para obter uma separação mínima entre pontos de 60 mm, devendo ser mantido o requisito de marcar os pontos na barra central.

Os provetes a ensaiar devem ser acondicionados e os ensaios devem ser conduzidos nas atmosferas de ensaio definidas na norma ISO 554: 1976, Standard atmospheres for

conditioning and/or testing – Specifications; para geotêxteis e produtos relacionados essas condições são: $20\pm 2^{\circ}\text{C}$ de temperatura e $65\pm 5\%$ de humidade relativa.

3.3.1.2. Características do equipamento de ensaio

O equipamento de ensaio de tracção deve basear-se num pórtico que possibilite aplicar forças de tracção crescentes, a uma taxa de deformação constante e que satisfaça os requisitos da ISO 7500-1: 1986, Metallic materials – Verification of static uniaxial testing machines – Part 1: Tensile testing machines. A taxa de aumento do comprimento do provete deve ser uniforme no tempo.

As garras de fixação do provete devem possuir dimensão suficiente para fixar aqueles elementos ao longo de toda a sua largura e ainda devem evitar o escorregamento dos provetes ou a sua danificação.

Na Figura 21 estão representados alguns tipos de garras e respectivas faces interiores.

Segundo a norma deste ensaio devem ser utilizadas garras compressivas para a maioria dos materiais mas, para materiais onde a utilização destas garras originar roturas ou deslizamentos excessivos, podem ser utilizadas garras cilíndricas.

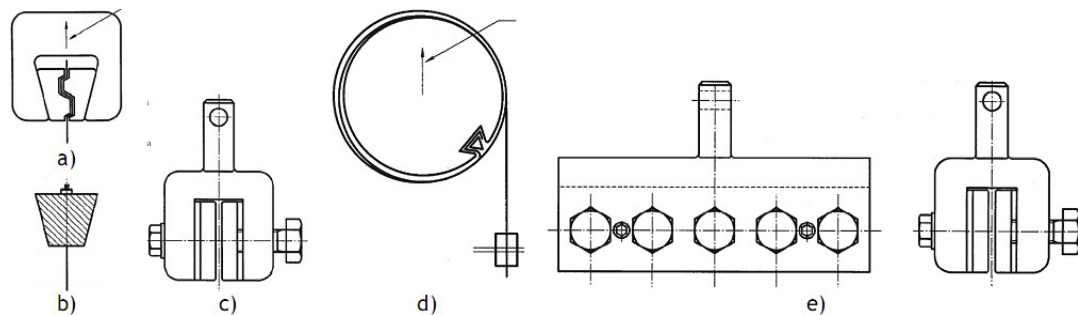


Figura 21. Esquema representativo das garras a usar no ensaio de tracção: a) garras em cunhas serrilhada; b) cunha metálica ou epoxi; c) blocos de garras de compressão; d) garras cilíndricas; e) garras adaptadas para ensaios de geogrelhas (EN ISO 10319).

Para o sistema de medição da extensão do geossintético, deve ser utilizado um extensómetro que permita avaliar a distância entre dois pontos de referência no provete, sem provocar qualquer tipo de dano, e que não origine o deslizamento do provete. A distância medida pelo extensómetro tem que corresponder ao movimento real dos pontos de referência.

O extensómetro deve cumprir os requisitos da ISO 7500-1. Como exemplos de extensómetros podem considerar-se equipamentos mecânicos, ópticos, de infravermelhos ou eléctricos.

Note-se que, um extensómetro tradicional, de contacto, não é a solução mais adequada para a medição de deformações num geossintético por várias razões:

A introdução de pequenos parafusos ou outros elementos semelhantes (para fixação do extensómetro) pode danificar o geossintético, o que altera o seu comportamento mecânico;

- As dificuldades na montagem do provete e do extensómetro;
- A existência de erros devido à perda de contacto entre elementos ou a movimentos relativos nas zonas de ligação;
- A possibilidade de danificação do extensómetro, devido às grandes energias por vezes associadas às roturas.

3.3.1.3. Procedimento

O ensaio inicia-se com o ajuste da distância entre as garras do equipamento de modo a que estas fiquem afastadas uma da outra cerca de 100 ± 3 mm. A razão de extensão a aplicar ao provete durante o ensaio deve ser de $20 \pm 5\%$ por minuto.

Os provetes devem ser colocados de modo a que fiquem centrados nas garras do equipamento e é necessário ter em atenção que o alinhamento ao longo do comprimento do provete fique paralelo à direcção de aplicação da força.

Dependendo do tipo de extensómetro, a marcação dos pontos de referência no provete deve ser feita antes ou após a colocação do provete nas garras do equipamento.

Depois de estes processos estarem concluídos o ensaio pode ser iniciado, aplicando no provete forças de tracção crescentes até que ocorra a rotura do mesmo. E assim que isto aconteça, o equipamento deve ser parado, e a força de tracção máxima deve ser registada (com uma precisão de 0,2 % de toda a escala de leitura), assim como a extensão correspondente (com uma precisão até à primeira casa decimal).

Através da visualização do provete durante o decorrer do ensaio, a variabilidade do comportamento do material ensaiado e a existência ou não de deslizamento dos pontos de referência de medição da extensão são fundamentais para se decidir se o ensaio é válido, ou se é necessário repeti-lo.

Deve-se ainda verificar se ocorreu rotura na zona das garras e se for observada alguma irregularidade na curva força-extensão devida ao extensómetro, o resultado correspondente deve ser rejeitado e ensaiado outro provete. A norma refere ainda que, na ausência de algum

critério, qualquer rotura que ocorra até 5mm das garras, que resulte num valor abaixo de 50% dos valores médios de todas as outras roturas, deve ser rejeitada.

3.3.1.4. Equipamento utilizado

O equipamento de ensaio utilizado foi o do laboratório de Geossintéticos (LGS) da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP) e está ilustrado na Figura 22. Trata-se de um equipamento de ensaio universal, adaptado para a realização de ensaios em geossintéticos e que obedece aos requisitos da norma EN ISO 10319. É uma prensa electro-mecânica que permite realizar ensaios de tracção e de compressão, com força máxima de 50kN.



Figura 22. Equipamento para ensaio de tracção de geossintéticos do LGS da FEUP

Neste equipamento estão acopladas umas garras hidráulicas (Figura 23), com a mesma capacidade resistente, especialmente concebidas para a realização de ensaios de geossintéticos. A medição da extensão do geossintético ao longo do ensaio é feita através de um vídeo-extensómetro (Figura 24).

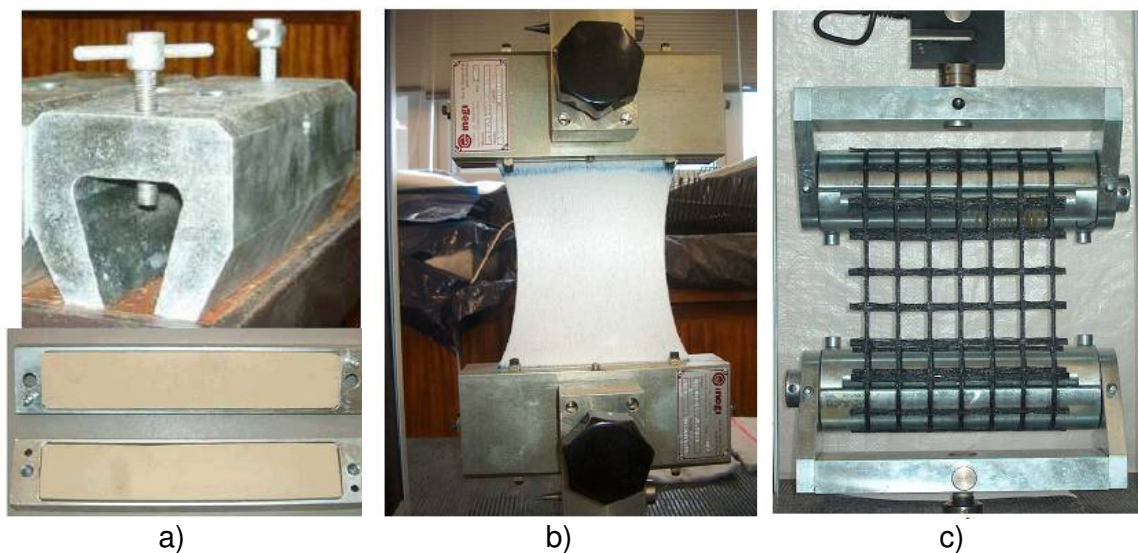


Figura 23. Garras do equipamento para ensaio de tracção de geossintéticos da FEUP; a) garras em cunhas metálicas com face em borracha e suporte; b) blocos de garras de compressão, hidráulicas; c) garras cilíndricas [Lopes (2006)].



Figura 24. Vídeo-extensómetro do equipamento de ensaios de tracção do LGS da FEUP.

O controlo do ensaio é feito através de um computador no qual está instalado o “software” do equipamento e é possível definir as condições de ensaio e acompanhar a evolução da curva carga-extensão do material e a evolução do deslocamento relativo dos pontos de referência que permitem fazer o registo da extensão.

O equipamento de ensaio utilizado dispõe de um vídeo-extensómetro, capaz de reconhecer linhas contrastantes marcadas no geossintético ou alvos no caso das geogrelhas. A marcação das linhas ou colocação dos alvos (Figura 25) pode ser feita antes de o provete ser colocado no equipamento de ensaio, o que facilita os procedimentos de montagem. Essas linhas podem ser materializadas recorrendo a uma caneta de feltro ou a uma pequena tira de fita adesiva.

A extensão do provete é definida através da medição, ao longo do ensaio, da distância entre as duas linhas ou pontos, ou seja, numa dada zona do provete. Por outro lado, com os extensómetros tradicionais, de contacto, ou mesmo com sistema laser, essa medição é feita de forma pontual, isto é, num dado alinhamento de fibras.

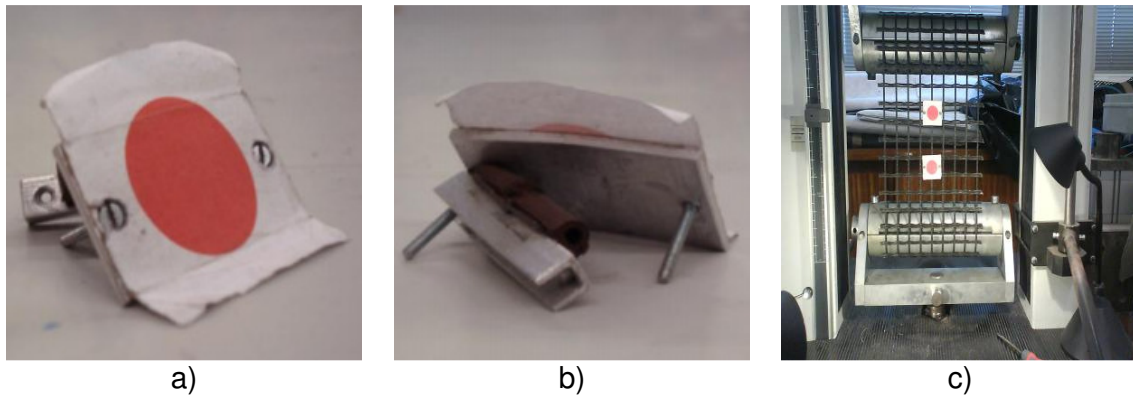


Figura 25. Alvos utilizados para medição das extensões: a) vista frontal; b) vista posterior; c) fixação dos alvos na geogrelha.

3.4. Ensaio de arranque

3.4.1. Considerações iniciais

O ensaio de arranque é considerado por muitos como o ensaio mais apropriado para a previsão das propriedades das interfaces solo-geossintético quando o movimento relativo entre o solo e geossintético corresponde ao arranque deste [Araújo (2008)].

O coeficiente de arranque pode ser definido através da realização de ensaios de arranque. No entanto, ao contrário do que acontece com os ensaios de corte directo, os ensaios de arranque são difíceis de interpretar e os resultados são muito afectados pelas condições fronteiras, procedimentos e condições de ensaio [Lopes (2001b)].

No ensaio de arranque de geogrelhas, os mecanismos de interacção mobilizados são significativamente diferentes dos mobilizados durante o corte directo, desenvolvendo-se resistência através da mobilização de impulso passivo nas barras transversais do reforço, do atrito solo-solo ao longo das aberturas da geogrelha e do atrito lateral ao longo da superfície desta. No caso destes geossintéticos o coeficiente de arranque só pode ser definido através de ensaios de arranque [Lopes (2002)].

No caso dos geotêxteis, Jewell (1996) sugere que não há necessidade de realizar ensaios de arranque para definir o coeficiente de arranque, uma vez que este será semelhante ao coeficiente de corte directo e este ensaio é muito mais simples.

Este ensaio requer cuidados especiais, ao nível da sua execução e interpretação de resultados, uma vez que os resultados podem ser afectados pelo equipamento utilizado ao qual está associado uma condição fronteira característica, pelos diferentes processos de ensaio, diferentes esquemas de colocação e compactação do solo [Araújo (2008)].

Neste ensaio, o geossintético a ensaiar é colocado no interior de uma caixa entre duas camadas de solo, sendo estas submetidas a uma tensão vertical uniformemente distribuída. De seguida o geossintético é solicitado à tracção através de uma pega que lhe impõe deslocamentos horizontais de arranque. A extremidade que está fixa à pega é traccionada sob velocidade constante [Pereira (2003)]. Desta forma, o movimento relativo entre o geossintético e o solo origina forças de corte nas duas faces do geossintético, que se opõem ao movimento [Sieira (2003) citado por Ferreira (2010)].

O equipamento para a realização dos ensaios de arranque utilizado é o do LGS da FEUP e é descrito no capítulo seguinte juntamente com o processo de ensaio.

Na Figura 26 está representado esquematicamente o ensaio de arranque.

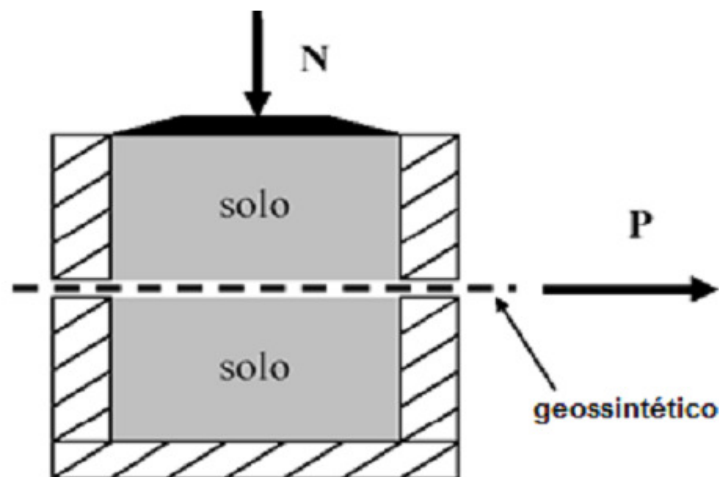


Figura 26. Esquema de um ensaio de arranque [Sieira (2003)].

3.4.2. Caixa de arranque

Segundo a norma NP EN 13738:2007 a caixa de arranque deve ser aberta, com dois lados paralelos maciços, uma parede de fundo, uma porta de divisão horizontal amovível e um fundo.

Deverá ser rectangular com as seguintes dimensões mínimas: 1.5m de comprimento por 0.6m de largura e 0.3m de profundidade. Mas, quando necessário a profundidade deve ser aumentada até 6 vezes o tamanho máximo das partículas do solo. Este equipamento deverá permitir a colocação de um aparelho de controlo de tensão normal e uma relação entre o comprimento mínimo de um provete carregado e a sua largura de, no mínimo, três.

A Figura 27 representa um esquema do equipamento típico.

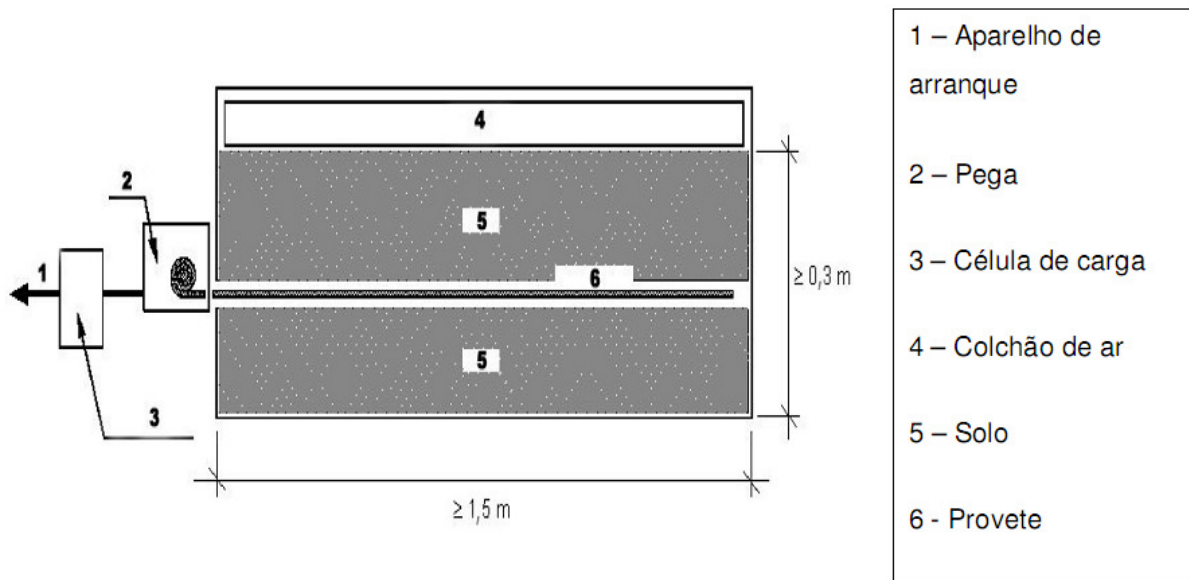


Figura 27. Caixa de arranque (NP EN 13738:2007)

A deslocação do provete poderá criar uma carga na parede frontal rígida. Esta carga poderá também produzir resultados anómalos, uma vez que os campos de tensão não conseguem desenvolver-se completamente. A tensão normal poderá também aumentar, devido ao atrito da parede frontal e ao efeito arco.

Deverá ser colocada uma manga metálica na entrada da caixa com um comprimento mínimo de 200 mm para minimizar estes fenómenos.

A tensão normal a aplicar na camada superior do solo, deve ser constante e uniforme durante todo o ensaio. Para isso deverá recorrer-se à utilização de um aparelho de

carregamento de tensão de diafragma pneumático flexível ou hidráulico sobre toda a área da caixa de arranque. As tensões normais aplicadas dependerão dos requisitos do ensaio. No entanto, deverão ser consideradas tensões até 200kPa no dimensionamento do equipamento. A tensão normal aplicada deverá ser medida com uma precisão de 2% da tensão aplicada.

A força de arranque deverá ser fornecida por um aparelho capaz de arrancar o provete horizontalmente do equipamento. A linha de força deverá coincidir com o plano do provete. O sistema deverá ser capaz de aplicar uma força de arranque com uma razão de deslocamento constante. A razão de deslocamento deverá ser de forma a não permitir a criação de excessos de pressões intersticiais no solo.

Na utilização de solos sensíveis à água em que não se gerem excesso de pressões intersticiais, a força de arranque deverá ser aplicada de forma a criar uma razão de desenvolvimento de $(2,0 \pm 2,0)$ mm/min. e a razão de arranque deverá ser registada durante o ensaio. O equipamento deverá possuir um aparelho de medição da força de arranque, uma célula de carga ou anel de prova. A força de arranque deverá ser medida com uma precisão de 2% da força aplicada.

O deslocamento horizontal do provete é medido na posição da garra/geossintético e, caso necessário, noutras posições da porção embebida do provete. As medições na frente do provete são feitas com um extensómetro com mostrador ou com transdutores de deslocamento electrónicos.

Para determinar o deslocamento do provete noutras posições devem ser colocados no mínimo cinco calibradores na porção embebida do provete.

Para a fixação do provete deverão ser utilizadas garras de fixação. Estas não devem permitir que o provete deslize, nem que ocorra rotura nem enfraquecimento do material do provete. A garra também deve assegurar que as forças de arranque sejam distribuídas uniformemente por toda a largura do provete. O provete deve ser mantido na posição horizontal e não interferir com a superfície de arranque/corte.

3.4.3. Equipamento utilizado

O equipamento utilizado para realização dos ensaios de arranque encontra-se no Laboratório de Geossintéticos (LGS) da FEUP e foi desenvolvido para o estudo dos fenómenos de interacção solo-reforço (Figura 28). As dimensões interiores da caixa de arranque são as seguintes: 1,53m de comprimento, 1,00m de largura e 0,80m de altura (Figura 29).



Figura 28. Equipamento de ensaio de arranque do LGS da FEUP.

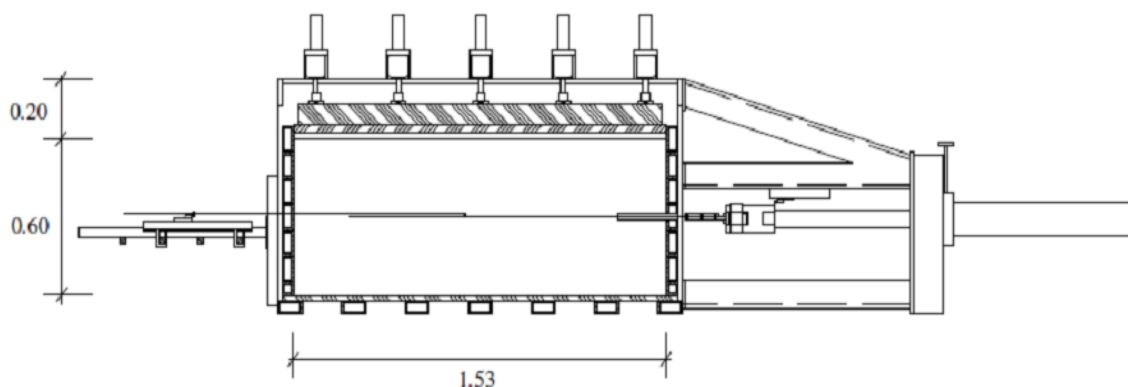


Figura 29. Representação esquemática do equipamento de ensaio de arranque [Ladeira (1995)].

Na parte frontal do equipamento, a meia altura, existe uma manga de aço que reduz a influência da parede frontal no ensaio e é através dessa manga que o geossintético é colocado no interior da caixa de arranque (Figura 30).

Na abertura da manga no interior da caixa de arranque possui uns pentes/vassouras, que reduzem a saída de solo para o exterior da caixa, sem impedir o deslocamento do geossintético e dos extensómetros nele aplicados.



Figura 30. Manga de aço do equipamento de ensaios de arranque do LGS da FEUP

A parte de trás do equipamento é composta por uma base onde assentam os extensómetros para medição dos deslocamentos (Figura 31a).

A aquisição dos resultados é feita através de um programa informático. Este programa permite realizar a calibração das células e realizar o ensaio com tensões de confinamento uniformes durante todo o tempo de ensaio. Através deste programa é possível controlar todos os parâmetros de ensaio e são registados os deslocamentos de diferentes secções do geossintético; a força de arranque mobilizada e a pressão de confinamento. Estes registos são efectuados em ordem ao tempo [Araújo (2008)].



a)



b)

Figura 31. Detalhes do equipamento de arranque: a) extensómetros; b) célula de carga.

A célula de carga da pressão vertical mede a tensão de confinamento que é induzida ao provete através de dez pequenos cilindros calcadores. Esta célula normalmente é aplicada nos cilindros calcadores centrais entre o cilindro e uma placa de contraplacado (Figura 32).



Figura 32. Cilindros calcadores que aplicam a tensão de confinamento

O equipamento possui dois tipos de pegas para realização de ensaios a diferentes tipos de geossintéticos. Existem, portanto, a pega cilíndrica e a pega em cunha, ilustradas na Figura 33.

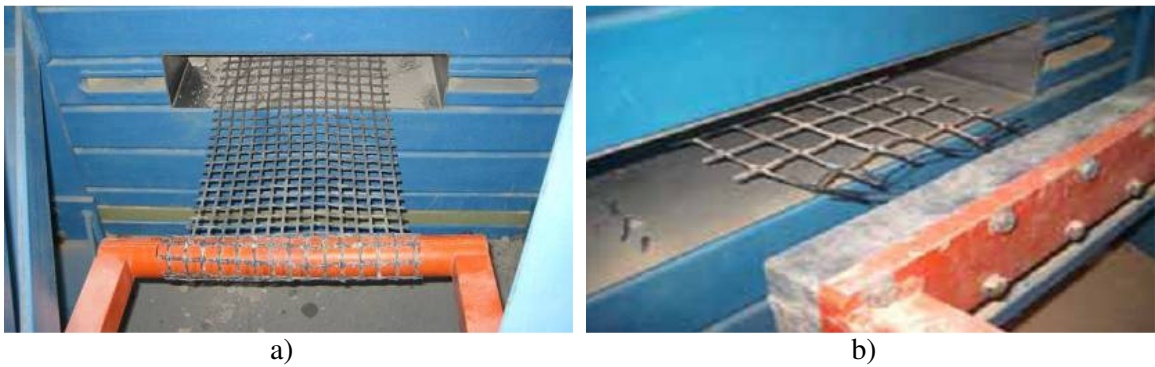


Figura 33. Pegas do equipamento de arranque; a) pega cilíndrica; b) pega em cunha [Araújo (2008)].

3.4.4. Procedimento de ensaio

Devido às grandes dimensões do equipamento de ensaio, a preparação destes ensaios torna-se bastante exaustiva e morosa, pois a colocação e o esvaziamento do solo da caixa realiza-se manualmente, as tarefas necessárias para a sua realização estão descritas e são ilustradas na Figura 34.

Para os ensaios em que o solo utilizado é húmido, inicia-se o processo de ensaio com a adição da quantidade de água pretendida em cada camada e faz-se a mistura manualmente.

De seguida, com o auxílio da ponte rolante e de um balde metálico, com cerca de 93litros de capacidade. O solo solto é vertido para o interior da caixa de uma altura constante de cerca de 50 cm, em relação ao nível da camada inferior ou à base. Em seguida, procede-se ao nivelamento e compactação do material até que se atinja uma altura de 15cm por camada. A compactação é feita através da utilização de um martelo eléctrico com uma chapa acoplada ao ponteiro. De seguida, repete-se este processo para uma nova camada de 15cm, atingindo assim 30cm de solo o que significa que se atingiu o meio da caixa de arranque, em altura.

O próximo processo é colocar o geossintético na garra e introduzi-lo na caixa pelo interior da manga metálica. Posteriormente são colocados os extensómetros ligados por varetas inextensíveis aos provetes, em posições previamente definidas e fixos aos potenciómetros. Estes servem para medir os deslocamentos horizontais do provete.

Depois deste processo repetem-se as primeiras tarefas, ou seja, introduzem-se mais duas camadas de solo nivelando e compactando cada uma delas de modo a ficarem com 15 cm de altura cada.

Assim que a caixa fica cheia, é colocada uma manta de neoprene e uma placa de contraplacado sobre o solo, que vão servir para uniformizar as tensões de confinamento aplicadas pelos cilindros calcadores.

Estes cilindros calcadores estão incorporados numas barras metálicas que tem que ser aparafusadas à caixa. Depois é feita a ligação de todos os tubos hidráulicos e são colocados calços entre os cilindros calcadores e a placa de contraplacado.

Num dos cilindros é colocada uma célula de carga para controlar a carga vertical exercida sobre o solo.

Depois de ligadas as células à caixa de aquisição, escolhe-se a velocidade do ensaio (2mm/min.) e a tensão de confinamento a aplicar (neste caso optou-se por 25kPa).

No final do ensaio tem que se efectuar todo este processo em sentido inverso para desmontar a caixa, retirar o solo e o provete, para se voltar a fazer um novo ensaio.



a)



b)



c)



d)



e)



f)



g)



h)



i)



j)

Figura 34. Sequência de montagem do ensaio de arranque: a) adição de água ao solo; b) mistura manual de água no solo; c) solo pronto para ensaio; d) colocação de solo na caixa de arranque; e) compactação do solo; f) colocação de geossintético e varetas inextensíveis; g) fixação de varetas a extensômetros; h) caixa cheia; i) colocação de célula de carga; j) equipamento pronto para ensaio.

3.5. Corte em plano inclinado.

3.5.1. Considerações iniciais

Os procedimentos de ensaio de corte em plano inclinado são descritos na ISO/FDIS 12957-2:2007 (Geosynthetics — Determination of friction characteristics — Part 2: Inclined plane test)

Este ensaio foi criado com o intuito de modelar problemas de estabilidade de camadas superficiais de geossintéticos para taludes muito inclinados, também serviu para colmatar algumas limitações dos ensaios de corte e também, para, de uma forma mais realista, simular em laboratório as condições em obra. Pode ser considerado um ensaio de quantificação em que é possível reproduzir, por exemplo, a estabilidade de um sistema multicamadas ou um ensaio de fluência das interfaces, para tensões normais baixas Ferreira (2010).

O ensaio de corte em plano inclinado é um ensaio rápido e simples de realizar, possibilita a determinação do comportamento ao corte nas fases de construção, sob tensões normais reduzidas. É um ensaio importante para analisar o comportamento de geossintéticos quando estes são colocados sobre taludes como constituintes, como por exemplo, de sistemas de protecção contra a erosão ou de sistemas de impermeabilização de taludes laterais de aterros de resíduos. Nestes casos normalmente a rotura ocorre por falta de resistência nas interfaces entre os diferentes materiais que constituem os sistemas [Lopes (2006)].

Na Figura 35 está representado esquematicamente o ensaio de corte em plano inclinado.

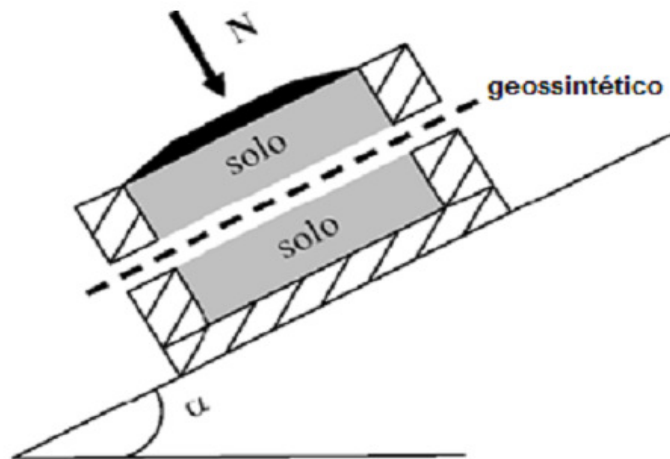


Figura 35. Esquema de um ensaio de corte em plano inclinado [Ferreira (2010)].

Relativamente ao ensaio de corte directo, a sua principal vantagem é o facto de possibilitar a materialização de tensões normais muito baixas, conduzindo a resultados mais realistas, quando se pretende estudar a aplicação de geossintéticos em taludes. É uma espécie de ensaio de tensão controlada, ao contrário do ensaio de corte directo, que é habitualmente um ensaio de deslocamentos controlados [Ferreira (2010)].

Com este equipamento é possível realizar o ensaio de duas formas diferentes., O geossintético é colocado sobre uma base rígida e rugosa (tipo 1), ou então o geossintético é colocado sobre o solo que enche uma caixa inferior (tipo 2).

3.5.2. Procedimento

Segundo a norma do ensaio referida, devem ser cortados três provetes, para cada direcção do geossintético a ensaiar, com dimensões adequadas às do equipamento utilizado.

Os provetes a ensaiar devem ser acondicionados e os ensaios devem ser conduzidos nas atmosferas de ensaio definidas pela norma ISO 554 com uma humidade relativa de $(65 \pm 2)\%$ e a uma temperatura de $(20 \pm 2)^\circ\text{C}$

É possível a existência de dois tipos de aparelhos, um com uma base rígida e lisa, onde se coloca o geossintético e outro, com uma caixa inferior que se enche com solo e o geossintético é aplicado sobre o solo.

Nos dois tipos de aparelhos, a caixa superior, que contém solo, vai deslizar sobre o geossintético. Esta caixa deverá ter as dimensões mínimas de 0,30 m de comprimento por

0,30 m de largura e uma profundidade de 0,05m, sendo que esta pode aumentar até sete vezes a dimensão máxima das partículas de solo.

Quando existe caixa inferior, esta deve ter dimensões internas mínimas de 0,40m de comprimento por 0,325 m de largura e 0,05m de profundidade, sendo que esta pode aumentar até sete vezes a dimensão máxima das partículas do solo

O aparelho de ensaio deve incluir um mecanismo que permita inclinar a superfície, levando uma das suas extremidades cerca de 5% do comprimento da superfície por minuto. No início de cada ensaio essa superfície deve estar na horizontal.

Também devem estar presente no aparelho dispositivos que permitam medir o deslocamento da caixa superior, parando o ensaio quando este exceder 0,05m, medir a inclinação da superfície em relação à horizontal durante o ensaio, bem como a força aplicada pelo sistema de pesos no solo que enche a caixa superior.

O geossintético deve estar fixo à sua superfície de apoio, de modo a evitar qualquer deslocamento relativo entre o geossintético e essa superfície.

3.5.3. Equipamento utilizado

Para a realização dos ensaios de corte em plano inclinado (Figura 36) foi utilizado o equipamento do LGS da FEUP.

Este foi desenvolvido para estudar fenómenos de interação solo-geossintético, e teve como base as orientações contidas na pré norma prEN ISO 12957-2.

Actualmente o ensaio de corte em plano inclinado é baseado na norma NP EN ISO 12957-2:2007 (Ed. 1) Geossintéticos. Determinação das características de atrito. Parte 2: Ensaio em plano inclinado (ISO 12957-2:2005).



Figura 36. Vista geral do equipamento de ensaio de corte em plano inclinado do LGS-FEUP.

Como já foi dito, este aparelho permite a realização de dois tipos de ensaios de corte em plano inclinado (Figura 37):

Tipo 1 com o geossintético fixado sobre uma base rígida e lisa.

Tipo 2 com o geossintético fixado sobre o solo que enche uma caixa inferior.

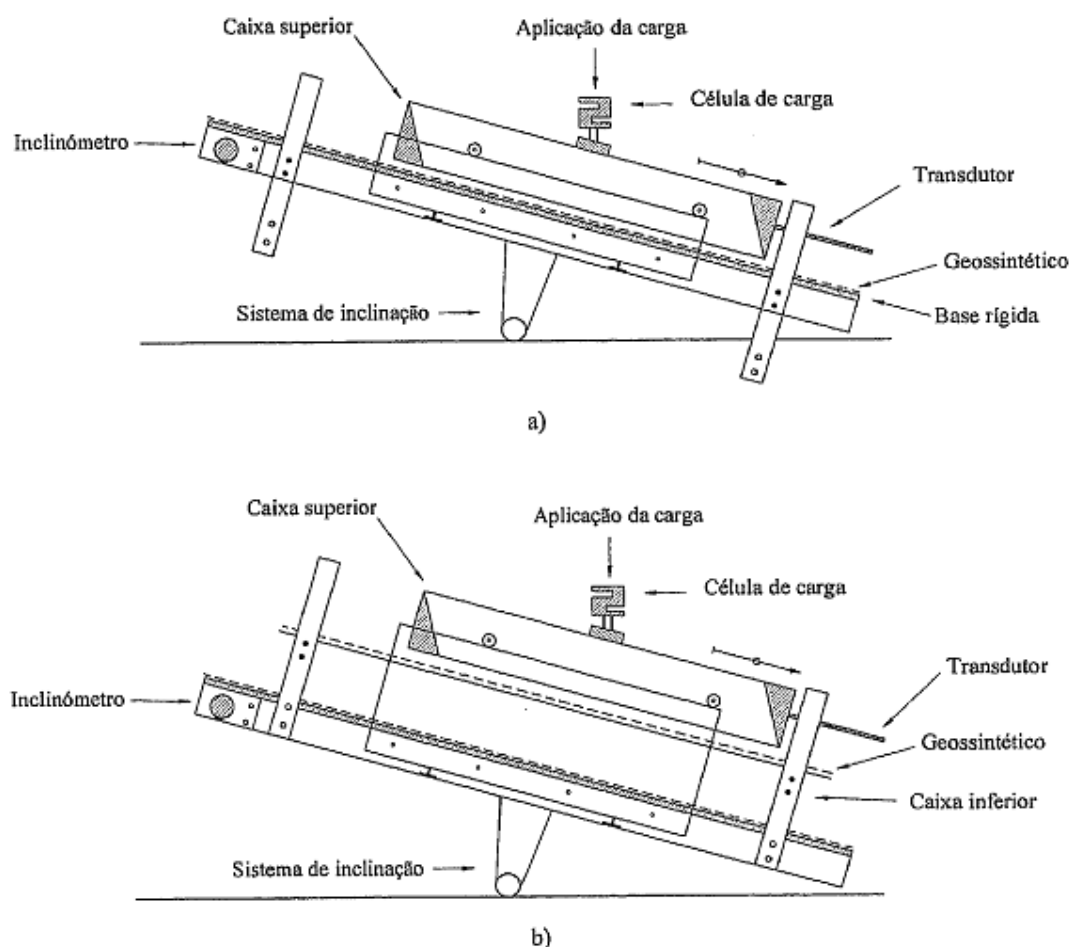


Figura 37. Representação esquemática de equipamento de corte em plano inclinado: a) com base rígida e caixa superior; b) com caixas inferior e superior [Lopes (2001a)].

Nos dois tipos de ensaio a superfície onde o geossintético é colocado, inicialmente horizontal, vai aumentando de inclinação a uma velocidade constante, induzindo o deslizamento do solo contido no interior da caixa superior, ao longo da superfície de contacto com o geossintético.

Assim é possível avaliar a influência da rigidez da base de apoio do geossintético no comportamento da interface solo-geossintético.

A Base rígida e lisa tem 0,620m de comprimento por 0,430m de largura e 0,010m de espessura, é sobre esta base que se coloca o geossintético no caso do ensaio de tipo 1

A caixa inferior rígida possui dimensões interiores de 0,510 de comprimento, por 0,350m de largura e 0,080 de profundidade, que se enche com o solo e depois se coloca o geossintético no caso do ensaio do tipo 2, é aparafusar esta caixa à base rígida.

Por final caixa rígida superior tem as dimensões interiores de 0,300m de comprimento por 0,300m de largura e 0,080 de profundidade, que se enche com solo e que durante o ensaio desliza sobre o geossintético.

O mecanismo que permite inclinar a base rígida (Figura 38) pode funcionar a duas velocidades, 0,5°/min, que corresponde à velocidade de ensaio, e a 20°/min que corresponde à velocidade utilizada no final do ensaio para levar a base à posição horizontal mais rapidamente. Para trocar de velocidade basta mudar a posição do disco.



Figura 38. Mecanismo de inclinação do equipamento de ensaios de corte em plano inclinado do LGS da FEUP

Ao mecanismo que inclina a base rígida estão associados dispositivos de segurança que, ao serem accionados, automaticamente param o movimento de inclinação do mecanismo.

Um actua quando o movimento da caixa superior excede os 0,050m (Figura 39b), terminando assim o ensaio.

Quanto aos outros dois dispositivos, um é accionado quando a base atinge a inclinação máxima que o equipamento permite, e o outro quando a base, ao regressar à posição inicial, atinge a horizontal (Figura 39a).

O deslocamento da caixa superior em relação ao geossintético é medido durante o ensaio através de um transdutor (Figura 39b). Este está colocado de forma a registar qualquer

movimento da caixa, no início do ensaio é encostado à caixa e, à medida que o ensaio decorre e a caixa se desloca, o transdutor é empurrado e regista o valor dos deslocamentos.



Figura 39. Dispositivos de segurança do equipamento de ensaios de corte em plano inclinado da FEUP: a) dispositivos de segurança para controlo de inclinação máxima e horizontalidade do equipamento; b) dispositivo de controlo de deslocamento máximo da caixa superior e transdutor de medição de deslocamentos; c) inclinómetro

Como já foi referido, no início de cada ensaio a base rígida tem de estar na horizontal, inclinando progressivamente ao longo do ensaio. O valor dessa inclinação é medido através de um inclinómetro (Figura 39c), que se encontra fixo à estrutura da base e que permite registar, durante o ensaio, o ângulo da base em relação à horizontal e, no início do ensaio verificar a horizontalidade da base.

Nos dois tipos de ensaios atrás descritos, o sistema de fixação do geossintético resume-se a duas barras colocadas nas duas extremidades do material e fixas à base de apoio através de parafusos. Quando o geossintético é aplicado sobre a base rígida, são usadas mais duas barras

de fixação laterais para melhoramento da fixação e são fixas à base de apoio do mesmo modo que as das extremidades.

A caixa superior está preparada para receber o sistema de pesos, usado para aplicar a força normal no solo, possuindo para o efeito uma tampa rígida (Figura 40) que cobre toda a área interior da caixa e que garante que a força aplicada é uniformemente sobre a área do provete.



Figura 40. Tampa rígida do equipamento de ensaio de corte em plano inclinado do LGS da FEUP.

Para garantir que a linha de acção da força normal passe pelo centro de gravidade da caixa superior quando a base está inclinada, estão colocadas de duas cunhas com inclinação de 1:2 adjacente às paredes frontal e posterior. O interior da caixa é liso para reduzir o atrito entre o solo e as paredes da caixa.

A caixa superior possui uns roletes que se apoiam sobre duas placas laterais fixas à estrutura da base. A altura das placas laterais depende da metodologia de ensaio. Ou seja, estas placas permitem ajustar o espaço entre a base da caixa superior e o provete de geossintético. Este ajuste deve ser feito de modo a que a caixa superior não entre em contacto com o geossintético, mas tendo a preocupação de minimizar a perda de solo durante o ensaio.

A Figura 41 ilustra o sistema de deslizamento do equipamento de ensaio de corte em plano inclinado.



Figura 41. Sistema de deslizamento da caixa superior do equipamento de ensaio de corte em plano inclinado do LGS da FEUP

A força normal é aplicada através de um pendural (Figura 42a) aplicado sobre uma tampa rígida, e na parte inferior encaixa numa alavanca em que numa das extremidades estão suspensos os pesos que provocam essa força (Figura 42b).



a)



b)

Figura 42. Sistema de aplicação da força normal no equipamento de ensaio de corte em plano inclinado: a) pendural; b) pesos suspensos

O equipamento está ligado a um computador com um software em que o transdutor, o inclinómetro e a célula de carga fornecem, em tempo real, todos os valores medidos.

Assim é possível adquirir todos os valores necessários em ordem a várias grandezas. (tempo, deslocamento, força, etc.)

3.5.4. Procedimento de ensaio

Neste estudo apenas foram realizados ensaios do tipo 2 (geossintético aplicado sobre solo), por isso nesta secção apenas se descreve o procedimento deste tipo de ensaios.

O procedimento inicia-se com a colocação de solo no interior da caixa inferior em camadas de 0,020m de espessura após a compactação. O solo é vertido de uma altura constante, em relação à última camada. De seguida é feita o nivelamento da camada e a compactação até se obter a densidade desejada. A compactação é efectuada com um martelo compactador e são aplicadas de uma altura constante 30 pancadas por camada.

Para controlar a compactação determina-se o peso de solo solto necessário para cada camada sabendo o peso volúmico do solo, o índice de compacidade pretendido e o volume da caixa. Depois de verter e compactar esse peso de solo e ele ocupar a espessura pré definida, considera-se que o índice de compacidade é semelhante ao pretendido.

De seguida é fixo o geossintético e coloca-se a caixa superior, aqui é necessário ajustar altura entre o geossintético e a caixa, de modo a que a caixa não toque no geossintético mas também de modo, a que fique uma altura excessiva e leve a que haja perda de solo durante o ensaio.

Depois deste ajuste efectua-se o enchimento da caixa superior com o solo, do mesmo modo que foi descrito para o enchimento da caixa inferior. Assim que a caixa superior esteja cheia, coloca-se a tampa rígida sobre o solo e o pendural sobre esta tampa, na parte inferior do equipamento solta-se a alavanca e encaixa-se esta no pendural, para assim actuar a força normal no solo.

Para dar início ao ensaio basta ligar o computador, verificar a velocidade do ensaio colocar o software a correr e ligar o aparelho.

3.6. Ensaio de Corte Directo

Quando na interface entre o solo e o geossintético ocorre o movimento relativo de corte directo, o ensaio adequado para analisar a caracterização da interface solo-geossintético é o ensaio de corte directo.

Através do ensaio modificado da mecânica dos solos é obtido com bastante rigor o coeficiente de corte directo. A EN ISO 12957-1:2005 obriga à utilização de um equipamento de corte directo com dimensões superiores ou iguais a 300x300mm.

Segundo Lopes (2006) geralmente nos ensaios de corte realizados com geotêxteis estes materiais são fixos a um suporte rígido plano existente na parte inferior do equipamento, este procedimento modela com precisão suficiente o mecanismo de interacção que ocorre na interface solo-geossintético durante o movimento de corte directo (isto é, o atrito lateral). Outra alternativa é colocar os geossintéticos no equipamento sobre o solo.

Na Figura 43 está representado esquematicamente o ensaio de corte directo.

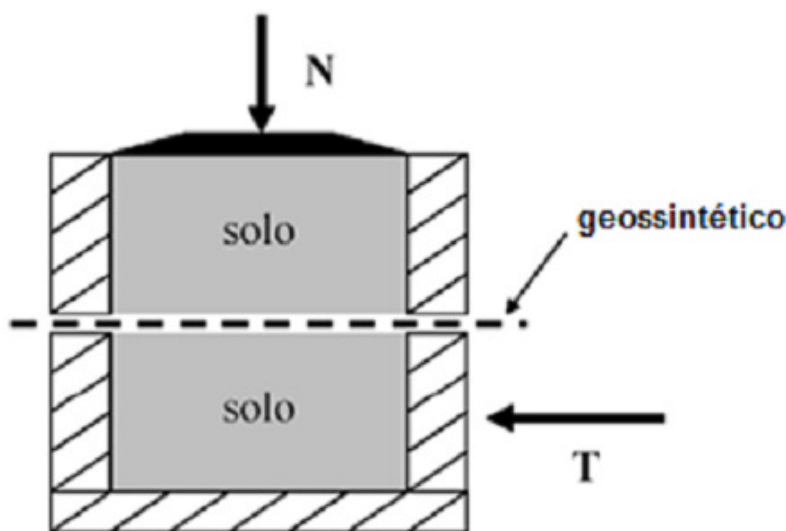


Figura 43. Esquema de um ensaio de corte directo [Sieira (2003)].

3.6.1. Equipamento de Ensaio

No laboratório de Geossintéticos da FEUP encontra-se um equipamento de ensaio de corte directo (Figura 44), de grandes dimensões. Foi desenvolvido com base nas recomendações das Normas Europeia pr EN ISO 12957-1 e Americana ASTM D5321-92 [Silvano (2005)].



Figura 44. Vista geral do equipamento de ensaio de corte directo do LGS-FEUP [Silvano (2005)].

A caixa de corte é constituída por uma meia caixa inferior (340x800x100mm) e uma meia caixa superior (300x600x150mm) verticalmente ajustável por actuadores hidráulicos. O movimento horizontal da bandeja é conseguido através de um servoactuator com pressão ajustável e realizado sobre guiamentos lineares de atrito reduzido.

A tensão vertical é aplicada por uma placa metálica rígida com uma área de carregamento de 600mmx300mm e pode atingir os 222kPa [Silvano (2005)].

3.6.2. Procedimentos de Ensaio

Fixa-se o geossintético sobre o solo existente na meia caixa inferior, posteriormente, baixa-se a caixa superior deixando uma folga de 0,5 mm até à superfície do geossintético, dentro desta colocam-se 50 mm de solo com o índice de compacidade pretendido, de seguida aplica-se uma das tensões verticais de ensaio (50kPa, 100kPa ou 150kPa) e faz-se iniciar o movimento horizontal até que sejam atingidos os 100 mm de deslocamento horizontal relativo, o que determina o fim do ensaio.

No final deste procedimento é retirado o solo do equipamento com cuidado, de forma a poder analisar o estado do provete, e efectuar o tratamento dos resultados

4. RESULTADOS

4.1. Programa de trabalhos

Este estudo tem como base o estudo do comportamento da interação de solos e um geossintético, nomeadamente tendo em conta o teor em água do solo. Para isso fez-se um programa de trabalhos que consiste na realização de ensaios de arranque e ensaios de corte em plano inclinado. Inicialmente pensou-se em fazer também ensaios de corte directo, no entanto, dadas as limitações de tempo, tal não foi possível.

O solo utilizado foi um saibro disponível no laboratório de geossintéticos da FEUP. Começou-se por fazer a caracterização do solo em causa.

Um dos primeiros trabalhos a fazer foi secar o solo disponibilizado, já que este apresentava um teor de água de cerca de 5%.

Dadas as limitações na utilização de estufas maior parte do solo foi seco através da exposição solar. O teor em água foi sendo controlado de amostras recolhidas em vários instantes.

Na realização dos ensaios de arranque e de corte em plano inclinado utilizou-se o mesmo solo com três diferentes teores em água, solo com 0% de teor em água, solo com metade do teor óptimo em água e solo com o teor óptimo em água.

4.2. Materiais

4.2.1. Solo

4.2.1.1. Granulometria

Começou-se por caracterizar o solo utilizado na realização de todos os ensaios.

Para isso determinou-se a distribuição granulométrica do material, através de três amostras de solo.

Na Figura 45 está ilustrado o solo utilizado.



Figura 45. Solo utilizado

Na Tabela 5 são apresentadas as percentagens de partículas passadas acumuladas para os diferentes diâmetros considerados na análise granulométrica. É de referir que as percentagens obtidas até ao diâmetro 0,075 mm foram obtidas por peneiração. Compilando esta informação graficamente obtém-se o gráfico da Figura 46 em que se podem observar as curvas de granulometria de três amostras de solo.

Tabela 5. Solo utilizado - percentagens de partículas passadas acumuladas

Peneiros	Aberturas	Amostra 1	Amostra 2	Amostra 3
1"	25,4	100,00	97,77	100,00
3/4"	19	100,00	96,15	100,00
3/8"	9,51	99,20	95,62	97,03
4	4,76	95,92	91,59	92,20
10	2	66,87	65,13	67,09
20	0,85	45,17	43,32	45,18
40	0,425	33,74	30,37	31,77
60	0,25	25,69	20,56	21,53
140	0,106	16,56	9,65	10,41
200	0,075	11,81	6,44	7,04
Fundo	Fundo	0,39	-0,07	0,22

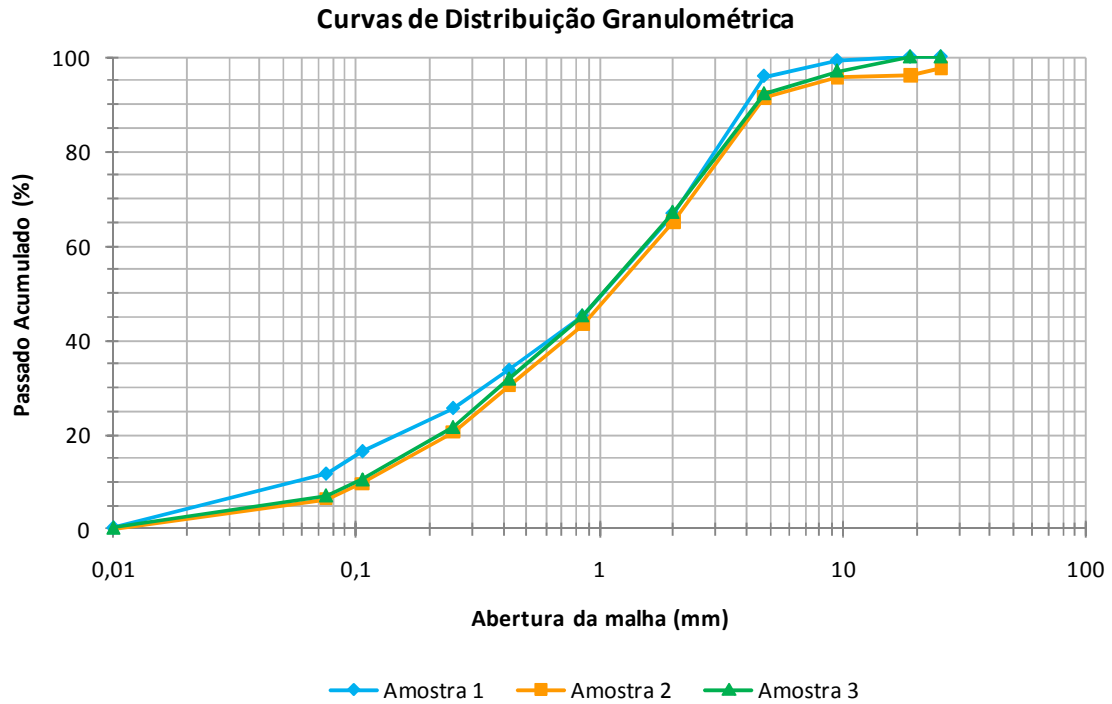


Figura 46. Curvas granulométricas do solo utilizado

4.2.1.2. Peso volúmico

Para a obtenção do peso volúmico foram efectuados ensaios de Proctor, que permitiu ainda obter características associadas à compactação do solo. Na tabela 6 estão apresentados os dados e resultados desde ensaio.

Tabela 6. Solo utilizado - resultados obtidos do ensaio de Proctor

Tipo de compactação	Pesada	Molde				Pequeno
N.º de camadas	5	Massa do Molde (g)				3360,6
N.º de pancadas	25	Volume do Molde (cm ³)				936,3
% Água	1 (4%)	2 (6%)	3 (8%)	4 (10%)	5 (12%)	6 (14%)
Massa do molde + solo húmido (g)	5257	5322	5376	5365	5327	5282
Massa do solo húmido (g)	1896,4	1961,4	2015,4	2004,4	1966,4	1921,4
Baridade húmida (g/cm ³)	2,025	2,095	2,153	2,141	2,100	2,052
Número da cápsula	34	32	38	35	ii	i
Massa da cápsula (g)	106,23	110,21	106,90	101,07	92,19	115,36
Massa da cápsula + solo húmido (g)	236,65	265,00	305,65	322,05	300,97	368
Massa da cápsula + solo seco (g)	227,60	250,95	285,50	295,75	273,33	330,18
Massa do solo seco (g)	121,37	140,74	178,60	194,68	181,14	214,82
Massa da água (g)	9,05	14,05	20,15	26,30	27,64	37,82
Teor em água (g)	7,46	9,98	11,28	13,51	15,26	17,61
Baridade seca (g/cm ³)	1,885	1,905	1,934	1,886	1,822	1,745

Na Figura 47 esta apresentada a curva de Proctor obtida.

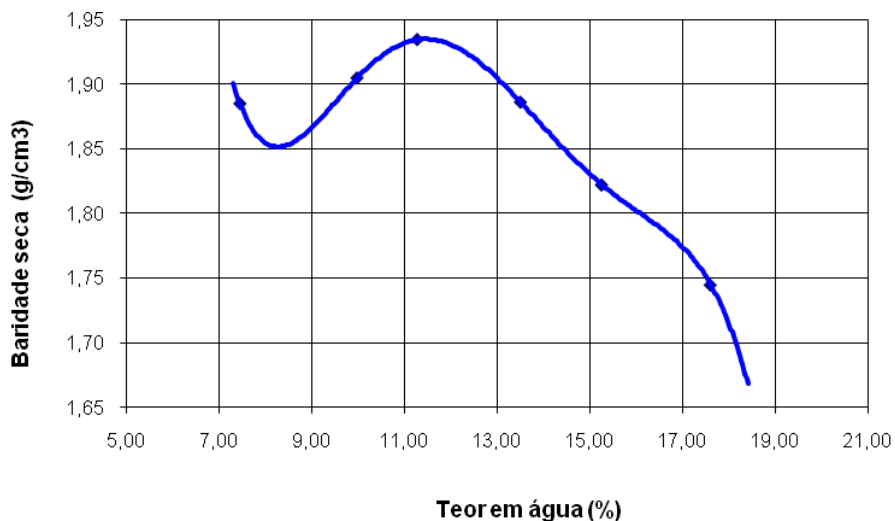


Figura 47. Curva de Proctor

Destes ensaios verificou-se que a massa volúmica seca do solo, também designada por baridade seca máxima, é de 1,93g/cm³ e que o teor em água óptimo é de 11,45%.

A baridade seca mínima foi determinada por Paula (2011) e apresenta-se na Tabela 7.

Tabela 7. Resultados da baridade seca mínima do solo

Dados		Unidades	Quant.
m_1	Peso do recipiente vazio	kg	3,699
m_2	Peso do recipiente e do provete elementar	kg	7,675
V	Capacidade do recipiente	L	3,04
$\rho_b = \frac{m_2 - m_1}{V}$	Baridade para cada provete elementar	g/cm ³	1,31
ρ_b	Baridade para cada provete elementar	g/cm ³	1,31

Assim obtiveram-se a baridade seca mínima de 1,31 g/cm³ e máxima de 1,95g/cm³. Através destas grandezas foi calculado o peso volúmico γ de 15,31 kN/m³ correspondente a um índice de compactação de 50%.

4.2.1.3. Limites de Atterberg

a) Limites de liquidez

Quanto ao limite de liquidez, os dados obtidos através do ensaio do cone penetrómetro estão descritos na Tabela 8. O limite de liquidez deste solo é 43,08%

Tabela 8. Tratamento de dados para obtenção do Limite de Liquidez

							Massa recipiente ensaio (g)		
							18,24		
Amostra		Massa cápsula (g)	Massa cápsula + solo húmido (g)	Massa cápsula + solo seco (g)	w _L (%)	Penetração (mm)	w _L (%) para penetração de 20 mm	Massa provete ensaio (g)	
								Com recipiente	Sem recipiente
1	1,1	61,76	96,07	85,65	43,62	19,30	43,08	165,60	147,36
	1,2	71,29	109,43	96,40	51,89	35,15		157,30	139,06
	1,3	71,52	102,00	93,83	36,62	10,00		151,90	133,66
	1.4	67,71	119,84	103,40	46,06	25,40		154,50	136,26

b) Limite de Plasticidade

Não foi possível determinar o limite de plasticidade deste solo, pois este apresenta uma quantidade de finos relativamente baixa.

4.2.2. Geossintético

Neste trabalho foi estudada uma geogrelha tecida designada por GGR (Figura 48).

Os valores nominais das principais propriedades da GGR estão indicados na Tabela 9.



Figura 48. Geogrelha GGR utilizada

Tabela 9. Propriedades do geossintético utilizado

Geossintético	Resistência à tracção		Extensão	
	DF (kN/m)	DPF (kN/m)	DF (%)	DPF (%)
GGR	58	58	10,5	10

4.3. Ensaaios de tracção

Os ensaios de tracção foram realizados seguindo os procedimentos referidos na NP EN ISO 10319:2005 (Ed. 1), sobre cinco amostras de uma geogrelha tecida TenCate Miragrid GX55/55, ensaiados na direcção de fabrico.

Os resultados obtidos são apresentados na Tabela 10 e incluem os valores médios da resistência à tracção (R_t) e da extensão (ϵ) registada para o valor máximo da força, bem como os coeficientes de variação (CV) correspondentes.

Tabela 10. Resultados dos ensaios de tracção da geogrelha GGR

GGR	T_{max}	ε_{max}	J_{secante} 2%	J_{secante} 5%	J_{secante} T_{max}	Robustez
Direcção de Fabrico	KN/m	%	KN/m	KN/m	KN/m	
Provete 1	46,43	8,12	474,06	373,84	554,97	147,07
Provete 2	48,74	9,18	486,43	380,82	520,91	187,22
Provete 3	45,75	8,10	192,44	386,38	574,13	152,80
Provete 4	50,07	9,11	511,01	383,62	550,39	187,66
Provete 5	45,49	9,59	446,11	375,37	479,47	199,51
Média	47,29	8,82	422,01	380,00	535,97	174,85
Desvio Padrão	2,01	0,67	130,45	5,34	36,89	23,36
Coef. Variação %	4,25	7,63	30,91	1,40	6,88	13,36

Os valores da resistência à tracção e extensão das amostras da geogrelha ensaiada são inferiores aos valores definidos pelo fabricante ($T_{max} = 58\text{kN/m}$ e $\varepsilon = 10,5\%$).

Isto pode-se justificar devido às condições de ensaio utilizadas. A equipa de investigação do LGS da FEUP já efectuou ensaios de tracção a este material com diferentes tipos de garras (cunha, hidráulicas, pneumáticas e cilíndricas), tendo concluído que é com as garras cilíndricas que se obtêm resultados mais fiáveis, pois com outras garras ocorriam deslizamentos significativos.

Note-se que o facto de nas garras cilíndricas haver um maior comprimento de geogrelha, permite que esta se deforme mais, mobilizando uma menor resistência na rotura.

4.4. Ensaios de arranque

Tal como se referiu anteriormente, os ensaios de arranque foram realizados de acordo com os procedimentos descritos na NP EN 13738:2007, tendo-se ensaiado, três provetes para cada um dos três diferentes teores em água do solo considerados.

Foram realizados três ensaios de arranque para o solo seco, três para o solo com metade do teor óptimo em água (5,725%) e mais três ensaios para o solo com o teor óptimo em água (11,45%). Os ensaios de arranque foram realizados recorrendo a um índice de compactidade do solo de 50% e a uma tensão normal ao nível de geossintético de 30,04, 30,31 e 30,58 kPa, para as percentagens de teor óptimo em água de 0%, 50% e 100% respectivamente.

Os provetes da geogrelha ensaiada tinham as seguintes dimensões: 0,33 cm de largura por 1 m de comprimento confinado.

Para a fixação da extremidade do geossintético exterior à caixa recorreu-se a uma pega cilíndrica (Figura 49). Para proteger o provete na zona de amarração, entre este e a pega utilizou-se um geotêxtil não tecido.



Figura 49. Pega cilíndrica do equipamento de ensaio de arranque do LGS da FEUP

Ao longo do comprimento confinado do geossintético foram utilizados 5 pontos de medição dos deslocamentos (Figura 50).



Figura 50. Pontos de fixação das varetas no ensaio de arranque

4.4.1. Teor em água de 0%

Foram ensaiados três provetes para o solo com uma percentagem de teor em água de 0%, na Tabela 11 estão resumidos os valores dos ensaios.

Nos três provetes a rotura ocorreu por tracção, a força de arranque média suportada pela geogrelha foi de 43,78 kN/m e o deslocamento frontal correspondente de 104,52 mm

Tabela 11. Resumo de resultados de ensaio de arranque com 0% de teor de água no solo

GGR W ₀ %	Força de Arranque Máxima	Deslocamento						Tensão de Confinamento	Modo de Rotura
		Frontal	D1	D2	D3	D4	D5		
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		
Proвете 1	44,66	103,83	0,82	2,45	6,47	8,75	29,24	25	Tracção
Proвете 2	45,69	108,32	1,80	3,56	7,35	15,24	24,23	25	Tracção
Proвете 3	40,99	101,41	7,09	7,37	11,81	19,41	51,88	25	Tracção
Média	43,78	104,52	3,24	4,46	8,54	14,47	35,12		
Desvio Padrão	2,47	3,51	3,37	2,58	2,86	5,37	14,73		
Coef. de Variação	5,65	3,35	104,21	57,86	33,51	37,13	41,95		

Na Figura 51 é possível ver a zona de rotura das geogrelhas, nos três provetes a rotura deu-se na extremidade junto à garra.

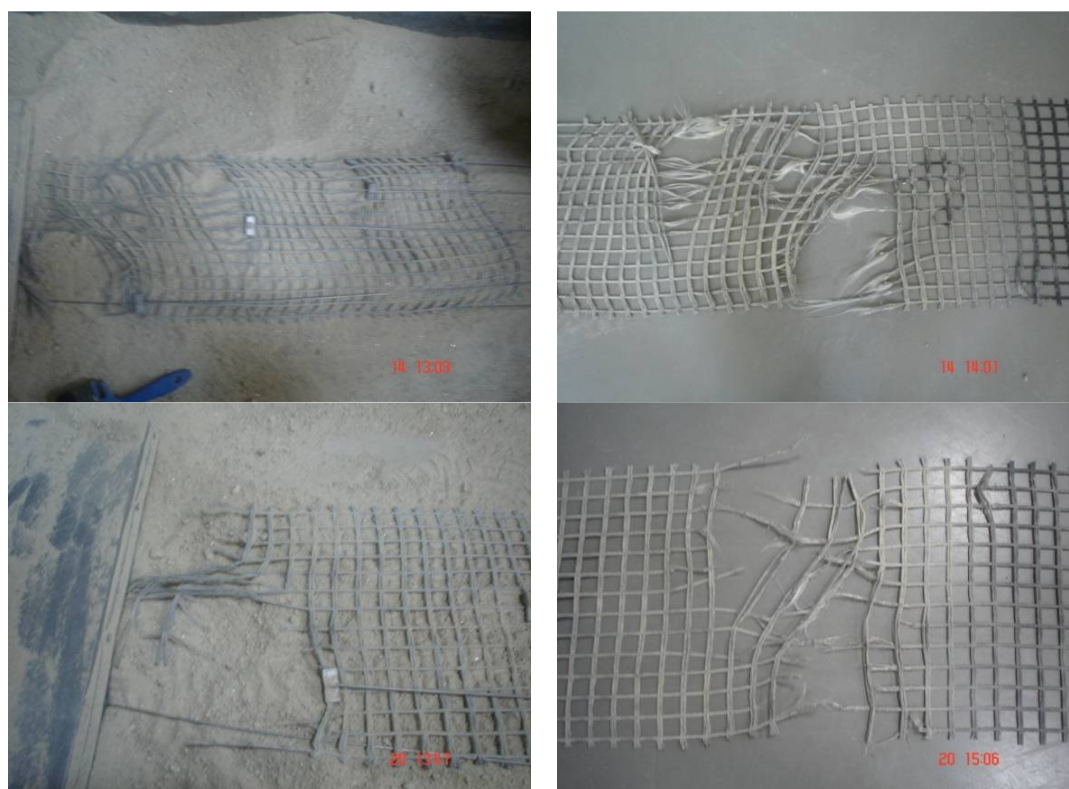


Figura 51. Geogrelha GGR após ensaio de arranque com o solo seco

O coeficiente de variação associado à força de arranque e ao deslocamento frontal é de 5,65% e 3,35% respectivamente. Já o coeficiente de variação relativo aos deslocamentos no interior do comprimento confinado varia entre os 104,21 % e os 33,51%. Esta diferença pode-se dever ao facto de que em alguns provetes as varetas inextensíveis criarem um grande atrito com o solo, ficando presas no solo e arrancavam as barras da geogrelha (Figura 52) e deste modo os extensómetros não mediam o deslocamento real sofrido pela geogrelha. Além disso, é natural que estivessem a alterar o comportamento da GGR.



Figura 52. Destacamento das barras da geogrelha devido às varetas.

Na Figura 53 são apresentados os resultados dos ensaios de arranque do provete 1. Aqui é possível analisar a evolução da força de arranque mobilizada ao longo do ensaio em função do deslocamento frontal que o geossintético sofre, assim como, a evolução da força de arranque mobilizada em função do deslocamento dos cinco pontos considerados ao longo do comprimento confinado do provete. O deslocamento D1 corresponde ao deslocamento sofrido pela vareta colocada na extremidade livre do provete e o D5 corresponde à vareta fixa na extremidade junto à garra.

Como se pode verificar, os deslocamentos do provete no interior da caixa não são constantes. Os deslocamentos são mais significativos junto à abertura da caixa, diminuindo progressivamente para o interior do comprimento confinado.

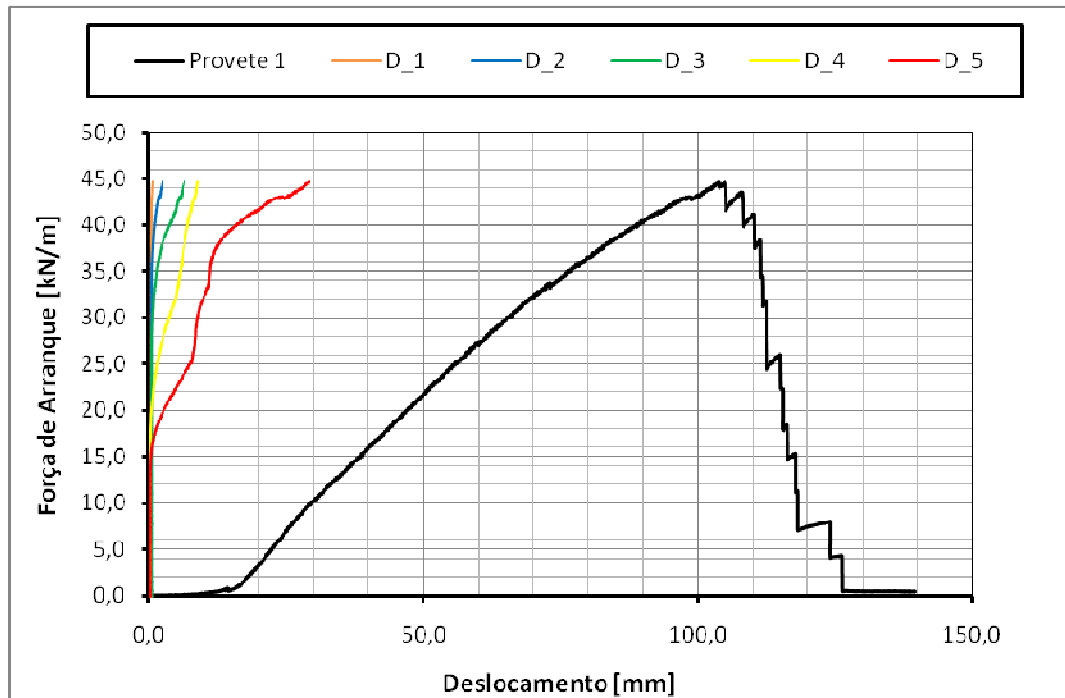


Figura 53. Gráfico de ensaio de arranque do Provete 1 com o solo seco

Na Figura 54 está representado o gráfico da evolução da força de arranque com o deslocamento frontal dos três provetes.

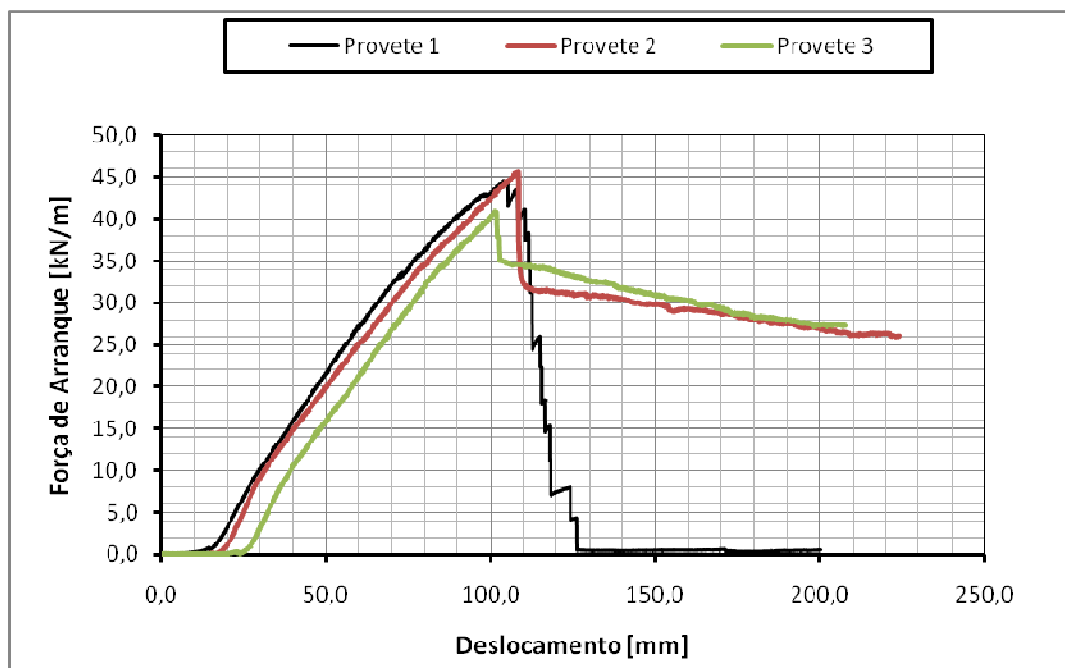


Figura 54. Gráficos de ensaio de arranque com 0% de teor em água no solo.

Como se pode verificar, até que ocorresse a rotura dos provetes as três curvas, em termos de declive e forma são muito semelhantes; após a rotura, o provete 2 e 3 ainda exibiram alguma resistência. Este efeito pode dever-se à questão das varetas referida atrás.

É ainda de referir que a zona inicial das curvas de arranque em que a força de arranque é nula para deslocamento frontal crescente, deve-se ao ajuste do provete à pega.

4.4.2. Teor em água igual a metade do teor óptimo

Foram ensaiados três provetes para o solo com um teor em água de 5,727% (metade do teor óptimo em água) e uma energia de compactação de 50 %. Na Tabela 12 estão resumidos os resultados dos ensaios.

Nos três provetes a rotura ocorreu por tracção, a força de arranque média suportada pela geogrelha foi de 42,34 kN/m e o deslocamento frontal correspondente de 121,13 mm. Esperava-se uma força de arranque superior, isto não foi conseguido talvez devido à pequena percentagem de água adicionada ao solo, ou possivelmente, com um número superior de ensaios se retirassem valores mais satisfatórios.

Tabela 12. Resumo de resultados de ensaio de arranque com 5,725% de teor de água no solo

GGR $W_{50\% \text{ optm.}}$	Força de Arranque Máxima	Deslocamento						Tensão de Confinamento	Modo de Rotura
		Frontal	D1	D2	D3	D4	D5		
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		
Provete 1	41,93	120,17	8,46	5,06	12,84	16,88	49,54	25,00	Tracção
Provete 2	43,71	130,65	12,92	8,77	11,25	12,80	50,32	25,00	Tracção
Provete 3	41,38	112,56	4,28	5,73	8,43	13,07	19,05	25,00	Tracção
Média	42,34	121,13	8,55	6,52	10,84	14,25	39,64		
Desvio Padrão	1,22	9,08	4,32	1,98	2,23	2,28	17,83		
Coef. de Variação	2,88	7,50	50,52	30,32	20,60	16,01	44,99		

Na Figura 55 é possível ver a zona de rotura das geogrelhas, novamente, nos três provetes a rotura deu-se na extremidade junto à garra.



Figura 55. Zona de rotura de geogrelhas após ensaios de arranque

O coeficiente de variação associado à força de arranque e ao deslocamento frontal é de 2,88% e 7,50% respectivamente, já o coeficiente de variação relativo aos deslocamentos no interior do comprimento confinado varia entre os 50,52 % e os 33,51%.

No provete 2 ao contrário do esperado, o deslocamento D1 foi superior a D2, D3 e D4, isto justifica-se com o destacamento das barras das geogrelha por parte das varetas.

Na Figura 56 está representado o gráfico da evolução da força de arranque com o deslocamento frontal dos três provetes.

Neste caso o comportamento dos três provetes foi muito idêntico.

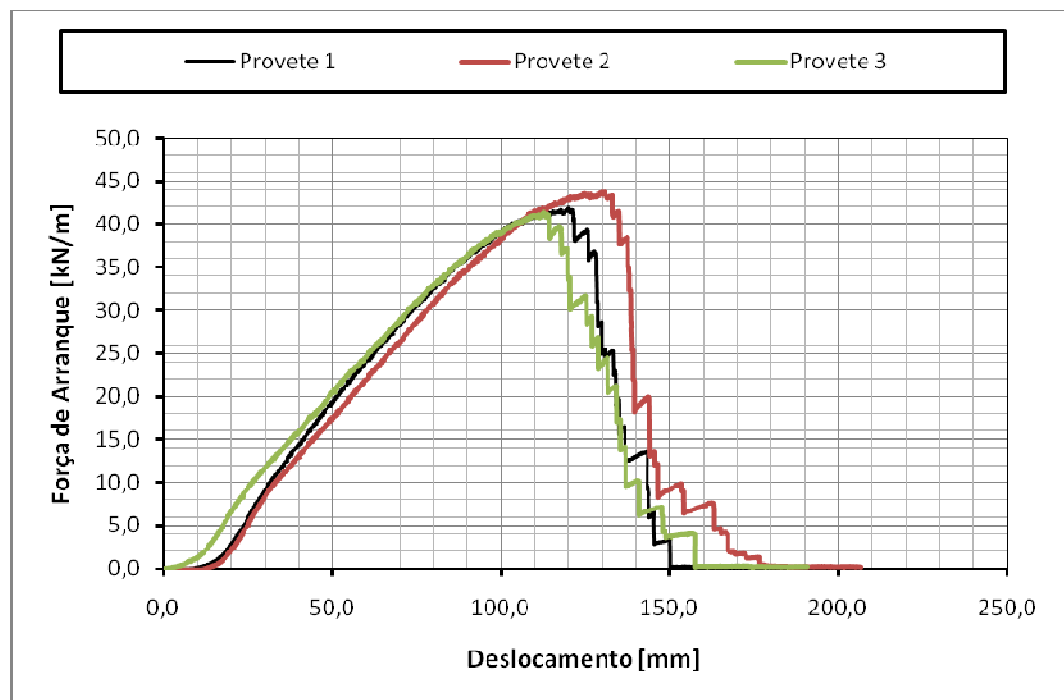


Figura 56. Gráficos de ensaio de arranque com 50% de teor em ótimo de água no solo

4.4.3. Teor em água igual ao teor ótimo

Foram ensaiados ao arranque três provetes da GGR com o solo em causa com teor em água de 11,45% (teor em água ótimo) e uma energia de compactação de 50%. Na Tabela 13 estão resumidos os resultados dos ensaios.

Nos três provetes a rotura ocorreu por tracção, a força de arranque média suportada pela geogrelha foi de 43,77 kN/m e o deslocamento frontal correspondente de 122,77 mm.

Tabela 13. Resumo de resultados de ensaio de arranque com de teor ótimo de água no solo

GGR $W_{optm.}$	Força de Arranque Máxima	Deslocamento						Tensão de Confinamento	Modo de Rotura
		Frontal	D1	D2	D3	D4	D5		
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	kPa	
Proвете 1	40,30	127,16	8,48	5,07	12,82	16,90	49,53	25,00	Tracção
Proвете 2	48,05	122,82	4,23	6,64	8,77	11,36	58,06	25,00	Tracção
Proвете 3	42,96	118,33	5,78	4,64	7,26	12,85	30,92	25,00	Tracção
Média	43,77	122,77	6,16	5,45	9,62	13,70	46,17		
Desvio Padrão	3,94	4,42	2,15	1,05	2,88	2,87	13,88		
Coef. de Variação	9,00	3,60	34,90	19,32	29,90	20,92	30,06		

Na Figura 57 é possível ver a zona de rotura das geogrelhas, mais uma vez, nos três provetes a rotura deu-se na extremidade junto à garra.





Figura 57. Geogrelhas danificadas após ensaio de arranque.

O coeficiente de variação associado à força de arranque e ao deslocamento frontal é de 9,00% e 3,60% respectivamente, já o coeficiente de variação relativo aos deslocamentos no interior do comprimento confinado varia entre 34,90% e 19,32%.

Na Figura 58 está representado o gráfico da evolução da força de arranque com o deslocamento frontal dos três provetes.

Nesta serie de ensaios foi onde se obtiveram valores mais baixos para os coeficientes de variação, sendo que o provete 2 foi o que atingiu a a maior força de arranque (48,05kN/m)

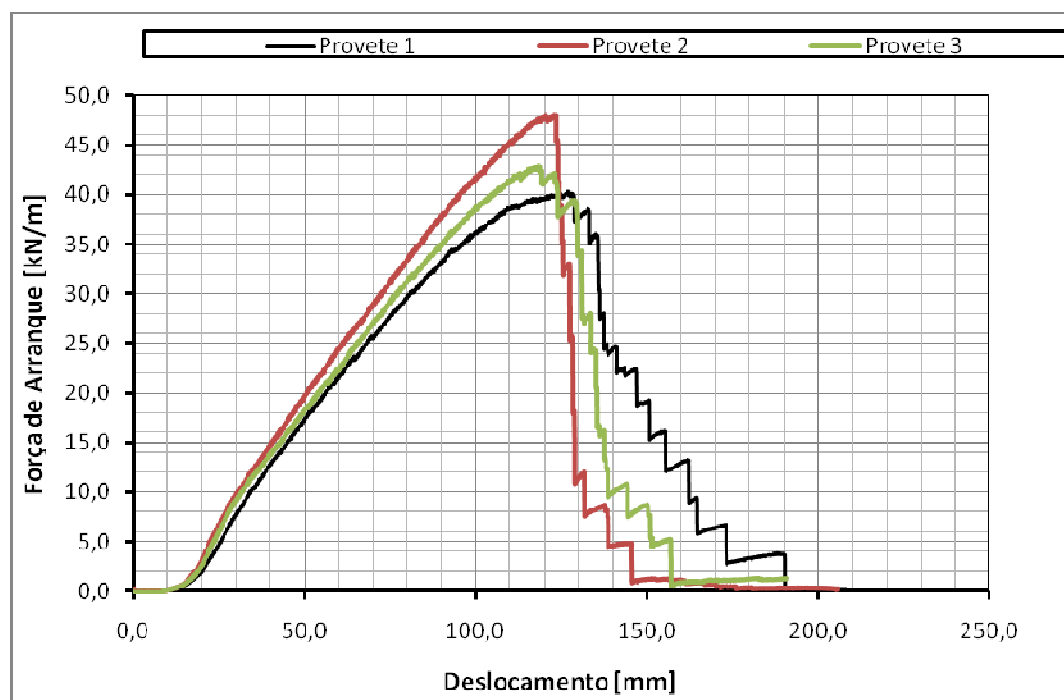


Figura 58. Gráficos de ensaio de arranque com teor em água ótimo no solo

Para se analisar melhor os resultados obtidos foram colocados no mesmo gráfico a evolução da força de arranque com o deslocamento frontal dos nove provetes ensaiados, como mostra a Figura 59.

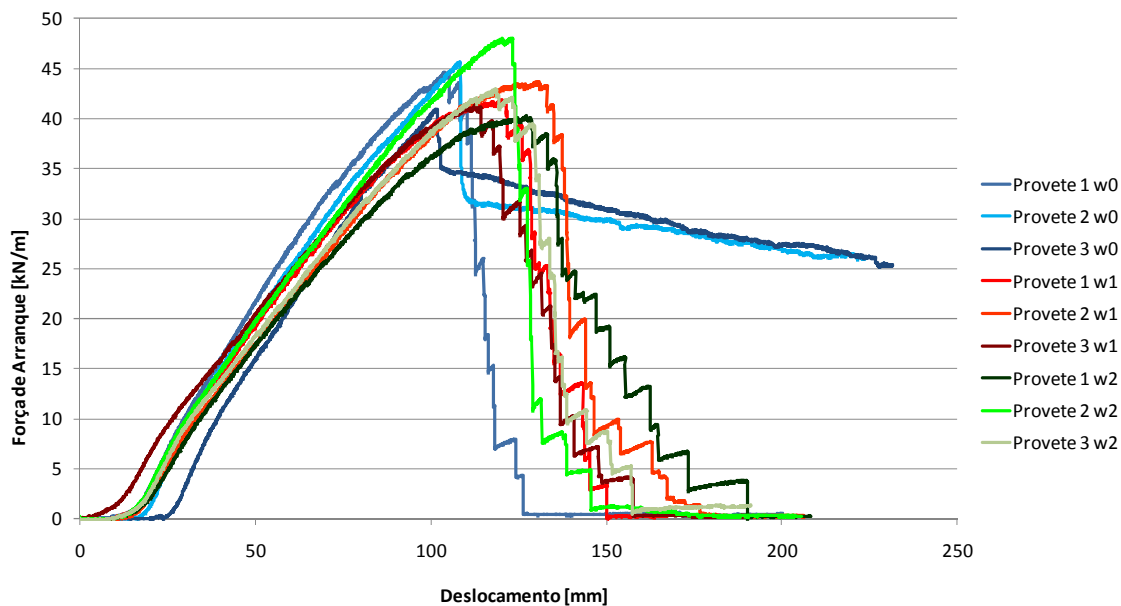


Figura 59. Gráfico força de arranque / deslocamento frontal de todos os provetes ensaiados ao arranque

Nesta análise verifica-se que o comportamento dos nove provetes para os três teores em água considerados é muito semelhante.

Assim sendo, como mostra a Figura 60, eliminou-se em todos os ensaios o patamar em que a força de arranque é nula, fazendo com que todos os ensaios se iniciassem no mesmo ponto.

Deste modo é possível verificar a diferença de comportamento do geossintético quando inserido no solo seco: atinge o pico da força de arranque mais cedo (para deslocamentos frontais menores) que os provetes ensaiados em solo húmido. Consequentemente, a rigidez ao arranque da GGR no solo seco parece ser mais elevada do que para as restantes condições consideradas. Note-se que este efeito pode dever-se ao efeito já referido das varetas de ligação aos potenciómetros lineares. Estes resultados precisam de ser confirmados através de mais ensaios.

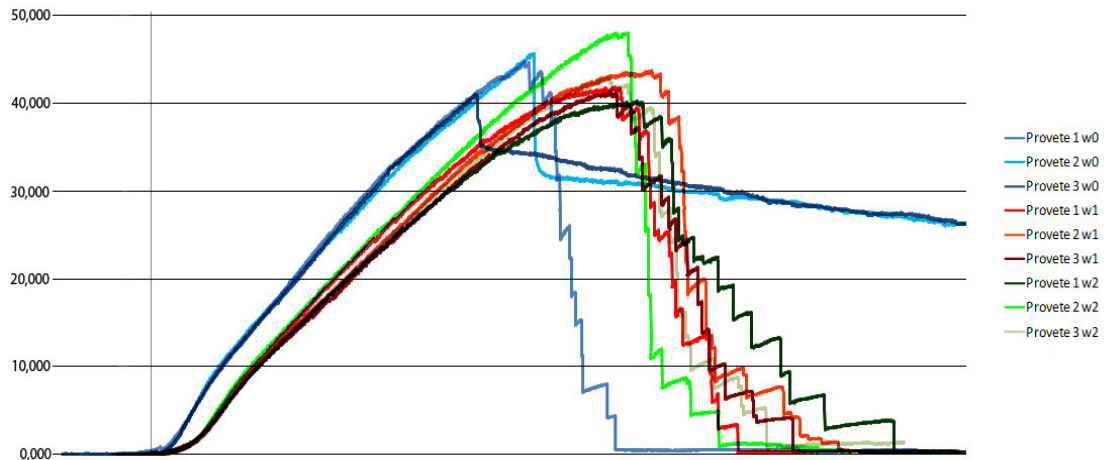


Figura 60. Gráfico força de arranque / deslocamento frontal de todos os provetes ensaiados ao arranque, a iniciarem todos no mesmo momento.

4.5. Comparação dos Resultados – Ensaio de Tracção e Arranque

Nesta secção fez-se uma analogia de resultados entre os ensaios de tracção e de arranque. É possível fazer esta comparação porque todos os provetes da geogrelha ensaiados ao arranque sofreram rotura por tracção. Por isso achou-se conveniente comparar os valores da resistência à tracção dos dois geossintéticos quando testados à tracção segundo a norma EN ISO 10319:1996 e ao arranque segundo a norma NP EN 13738: 2007.

Da análise da Figura 61, é possível observar que a resistência à tracção da GGR obtida pelo ensaio de arranque é um pouco inferior à resistência à tracção obtida pelo ensaio de tracção. As condições de fixação dos provetes nos dois ensaios são bastante diferentes, por isso, esta comparação deve ser considerada com cautela.

Esta redução da resistência à tracção medida no ensaio de arranque pode ser justificada em parte pela danificação adicional induzida nos provetes confinados por solo e à compactação das camadas no caixa de arranque. Também não se pode esquecer que as condições de ensaio são distintas (dimensões dos provete e condições de fronteira).

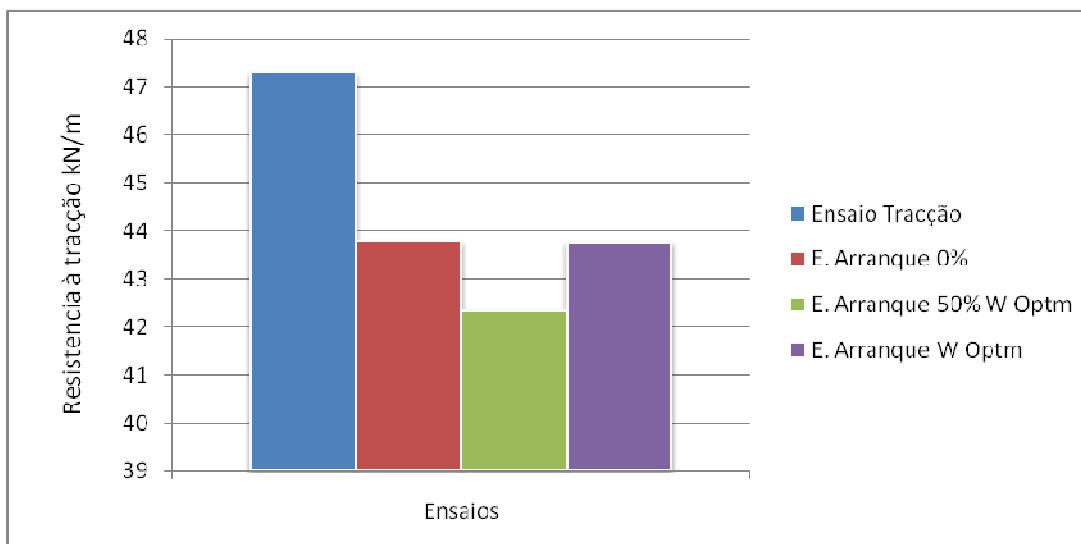


Figura 61. Resistência à tracção da geogrelha nos ensaios de tracção e arranque

4.6. Corte em plano inclinado

Para analisar a interação solo-geossintético para o solo com diferentes teores em água, foram realizados ensaios para cada teor em água (0%, 5,725% e 11,45%) com a geogrelha tecida GGR e com um índice de compactação de 50 %. Cada ensaio correspondeu a testar três provetes.

4.6.1. Teor em água de 0%

Na Tabela 14 estão ilustrados os resultados obtidos para o ensaio de corte em plano inclinado com teor em água do solo de 0%

Tabela 14. Resumo de resultados de ensaio de corte em plano inclinado para solo com 0% teor em água.

Proвете	$\beta(^{\circ})$	$F_v(N)$	$A(m^2)$	$\sigma_n(kPa)$	$f(\beta)(N)^*$	τ	τ/σ_n	$\varphi_{sg} (^{\circ})$
1	39,16	900,00	0,09	7,75	49,05	6,86	0,885	41,49
2	39,16	900,00	0,09	7,75	49,05	6,86	0,885	41,50
3	39,15	900,00	0,09	7,75	49,04	6,86	0,884	41,49
Média	39,15						Média	41,49
D. Padrão	0,00						D. Padrão	0,00
C. Variação	0,01%						C. Variação	0,01%

Obteve-se um ângulo de atrito médio de 41,49°, que é o valor da inclinação máxima atingida pelo equipamento de ensaio, e para esta inclinação o deslocamento da caixa superior foi de 0 mm, o que significa que o ângulo de atrito da interface solo geossintético é superior a 41,49%.

4.6.2. Teor em água igual a metade do teor ótimo

Na Tabela 15 estão demonstrados os resultados obtidos para o ensaio de corte em plano inclinado com teor em água do solo de 5,725% (metade do teor ótimo em água).

Tabela 15. Resumo de resultados de ensaio de corte em plano inclinado para solo com 50% do teor ótimo em água.

Provete	$\beta(^{\circ})$	$F_v(N)$	$A(m^2)$	$\sigma_n(kPa)$	$f(\beta)(N)^*$	τ	τ/σ_n	$\phi_{sg} (^{\circ})$
1	38,73	900,00	0,09	7,80	48,54	6,80	0,871	41,06
2	38,70	900,00	0,09	7,80	48,51	6,79	0,870	41,03
3	38,71	900,00	0,09	7,80	48,53	6,79	0,871	41,04
Média 38,71					Média 41,04			
D. Padrão 0,01					D. Padrão 0,01			
C. Variação 0,03%					C. Variação 0,03%			

Aqui o ângulo de atrito médio da interface solo-geossintético foi de 41.04%, mas mais uma vez o equipamento atingiu a inclinação máxima sem a ocorrência de deslocamentos, ou seja, o ângulo de atrito da interface solo-geossintético é superior a 41.04%.

4.6.3. Teor em água igual ao teor ótimo

Na Tabela 16 estão demonstrados os resultados obtidos para o ensaio de corte em plano inclinado com teor em água do solo de 11.45% (teor ótimo em água).

Tabela 16. Resumo de resultados de ensaio de corte em plano inclinado para solo com teor ótimo em água.

Provete	$\beta(^{\circ})$	$F_v(N)$	$A(m^2)$	$\sigma_n(kPa)$	$f(\beta)(N)^*$	τ	τ/σ_n	$\phi_{sg} (^{\circ})$
1	38,70	900,00	0,09	7,80	48,51	6,79	0,870	41,03
2	38,73	900,00	0,09	7,80	48,55	6,80	0,871	41,06
3	38,69	900,00	0,09	7,81	48,50	6,79	0,870	41,02
Média 38,71					Média 41,04			
D. Padrão 0,02					D. Padrão 0,02			
C. Variação 0,06%					C. Variação 0,05%			

O ângulo de atrito médio das interfaces solo-geossintético obtido foi de 41.04%. e novamente o equipamento atingiu a inclinação máxima e a caixa superior não sofreu deslocamentos, conclui-se que para o solo com o teor ótimo em água o ângulo de atrito da interface solo-geossintético é superior a 41.04%

4.7. Considerações finais

Este trabalho consistiu no estudo do efeito do teor em água na interação solo geossintético.

O solo utilizado foi um saibro. Através da análise granulométrica do mesmo verificou-se que este possuía uma pequena quantidade de partículas finas. Isso foi salientado com os resultados dos ensaios de Proctor, dos quais se retirou um baixo teor ótimo em água de 11,45%. Também os valores obtidos para os limites de Atterberg demonstraram o mesmo. De facto, o limite de liquidez do solo é de 43% enquanto que o limite de plasticidade não foi possível determinar, sendo o solo classificado como não plástico.

Quando utilizada nos ensaios de tracção, a geogrelha tecida demonstrou valores das propriedades na rotura (força máxima e extensão correspondente) resultados inferiores aos valores nominais. Como já foi dito acima isto pode-se dever às condições de ensaio utilizadas.

Nos ensaios de arranque realizados para os três diferentes teores em água do solo (seco, metade do teor ótimo e teor em água ótimo) notou-se uma rigidez superior da geogrelha nos ensaios efectuados com o solo seco. No entanto, a força de arranque máxima registada foi muito semelhante para os três casos. Nos ensaios em que se utilizou o solo com metade do teor em água ótimo e com o teor em água ótimo, o comportamento das amostras foi muito idêntico, no que diz respeito aos parâmetros força de arranque, deslocamento frontal e rigidez.

Também foram realizados ensaios de corte em plano inclinado para determinar o ângulo de atrito da interface solo-geossintético. Embora com diferentes teores em água, o equipamento atingiu o seu ângulo máximo de cerca de 41° nas três séries de ensaios, e em nenhuma das situações ocorreu deslizamento. Isto leva a crer que o ângulo de atrito da interface solo-geossintético destes materiais seja superior a esse valor, nada se podendo concluir sobre a influência do teor em água do solo neste parâmetro.

Desenvolvimentos futuros

Para aprofundamento do tema sugere-se:

- Utilização de solos com uma maior quantidade de partículas finas e consequentemente, valores superiores do teor em água a considerar e diferentes índices de compactação.
- Utilização de diferentes geossintéticos.
- Efectuar ensaios de arranque sem as varetas de medição de deslocamentos, ou então com outro tipo de sistema, visto que estas varetas podem ter influenciado os resultados dos ensaios.
- Fazer um programa de ensaios com um maior número provetes.
- Aumentar a capacidade de inclinação do equipamento de corte em plano inclinado.

5. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Araújo, L. M. A. d. (2008). Mecanismos de Interação Solo - Geossintético - Ensaio de Arranque Departamento de Engenharia Civil. Aveiro, Universidade de Aveiro. Mestrado: 128p.

Bardet, J. P. (1997). Experimental Soil Mechanics, Prentice Hall. New Jersey.

Bergado, D. T., Chai, J. C., Alfaro, M. C., et al. (1994). Improvement Techniques of Soft Ground in Subsiding and Lowland Environment. Rotterdam. Balkema.

Brau, G., Ed. (1998). Experience with damage during installations in Germany – Field and laboratory testing. Leatherhead, Era Technology.

Carlos, D. M. (2009). Reforço com geossintéticos de muros das marinhas da Ria de Aveiro Departamento de Engenharia Civil. Aveiro, Universidade de Aveiro. Mestrado: 113p.

Fernandes, M. d. M. (2006). Mecânica dos Solos Conceitos e Princípios Fundamentais, FEUP Edições. Porto. 451p.

Ferreira, F. B. (2010). Comportamento das Interfaces Solo-Geossintético Departamento de Engenharia Civil. Porto, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Mestrado: 116p.

Greenwood, J. H. (1998). The nature of mechanical damage, Seminar Volume on installation damage in geosynthetics. Leatherhead Surrey.

Head, K. H. (1980). Manual of soil Laboratory Testing, Pentech Press. London.

Jewell, R. A. (1996). Soil Reinforcement with geotextiles, Special Publication 123 CIRIA.

Jewell, R. A., Milligan, Sarsby, G. W. E., et al. (1984). "Interaction between soil and geogrids." Thomas Telford ed.s Proceedings of the Conference on Polymer Grid Reinforcement: pp. 18.

Jones, C. J. F. P. (1996). Earth Reinforcement and Soil Structures, Thomas Telford. London.

Koerner, R. M. (1998). Designing with Geosynthetics. New Jersey. Prentice Hall.

Ladeira, M. Â. S. d. A. (1995). Estudo dos Fenómenos da Interação Solo - Geossintético Através de Ensaios de Arranque. Departamento de Engenharia Civil. Porto, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Mestrado: 196p.

Liu, C.-N., Ho, Y.-H. e Huang, J.-W. (2009). "Large scale direct shear tests of soil/PET-yarn geogrid interfaces " Geotextiles and Geomembranes Vol. 27(No. 1): 19.

Lopes, C. P. F. d. C. e. (2001a). Estudo da Interação Solo-Geossintético Através de Ensaios de Corte em Plano Inclinado. Departamento de Engenharia Civil. Porto, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Mestrado: 194p.

Lopes, M. d. L. d. C. (1992). Muros reforçados com geossintéticos. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto, Universidade do Porto. Doutoramento.

Lopes, M. d. L. d. C. (2001b). Comportamento de Sistemas de Reforço de Solos com Geossintéticos Guião da lição de síntese apresentada às provas para habilitação ao título de Professora Agregada do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto.

Lopes, M. d. L. d. C. (2002). Soil-geosynthetics interaction. Thomas Telford, S.K. Shukla: 430p.

Lopes, M. d. L. d. C. (2009). Interação Solo-Geossintético, Capítulo 5 dos textos de apoio à disciplina de Aplicação de Geossintéticos em Engenharia Civil (5º ano, opção livre) da Licenciatura em Engenharia Civil da FEUP. Coimbra. ISBN 978-989-96466-1-2,

Lopes, M. J. F. d. P. (2006). Estudo de Coeficientes de Segurança a Aplicar a Estruturas de Controlo de Erosão e de Estabilização de Maciços com Geossintéticos. Departamento de

Engenharia Civil. Porto, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Doutoramento: 694p.

Lopes, M. P. e Lopes, M. d. L. (2010). A Durabilidade dos Geossintéticos. FEUP Edições. ISBN 978-972-752-120-3,

Moraci, N. e Cardile, G. (2009). "Influence of cyclic tensile loading on pullout resistance of geogrids embedded in a compacted granular soil " Geotextiles and Geomembranes Vol. 27(No. 6): 475.

O'Kelly, B. C. e Naughton, P. J. (2008). "On the interface shear resistance of a novel geogrid with in-plane drainage capability " Geotextiles and Geomembranes Vol. 26(No. 4): 357.

Patias, J. (2005). Avaliação do Uso de Solos não Convencionais em Estruturas de Solo Reforçado. Escola de Engenharia de São Carlos. São Paulo, Universidade de São Paulo. Mestrado: 129p.

Paula, A. M. V. (2003). Danificação durante a instalação – avaliação laboratorial da influência no comportamento dos geossintéticos Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto, Universidade do Porto: 155p.

Paula, A. M. V. (2011). Comunicação pessoal.

Pereira, D. A. d. B. (2003). Modelação Numérica de Ensaio de Arranque de Geossintéticos Estudos Paramétricos. Departamento de Engenharia Civil, FEUP. Mestrado: 143p.

Pinto, A. E. d. S. (2005). Aplicação de Geossintéticos em Linhas-Férreas Estudo Laboratorial dos Fenómenos de Danificação Durante a Instalação e Abrasão nos Materiais Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto, Universidade do Porto: 168p.

Reis, A. M. S. d. (2010). Comportamento Hidro-Mêcanico de um Solo Compactado com Diferente Teor em Água e Mesmo Índice de Vazios Instituto Superior Técnico. Lisboa, Universidade Técnica de Lisboa. Mestrado: 110p.

Santos, J. A. (2008). Compactação Elementos Teóricos. Obras Geotécnicas. Instituto Superior Técnico. Lisboa.

Shukla, S. K. (2002). Geosynthetics and their applications Chapter on “Fundamental of geosynthetics”, S.K. Shukla, Thomas Telford: 430p.

Sieira, A. C. C. F. (2003). Estudo Experimental dos Mecanismos de Interação Solo Geogrelha. Rio de Janeiro, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Doutorado: 360p.

Silvano, R. P. S. X. (2005). Solo reforçado com Geossintéticos. Estudo dos parâmetros caracterizadores do comportamento. FCTUC: 197p.